

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



**THESE**

Présentée pour l'obtention du grade de **DOCTORAT 3<sup>ème</sup> Cycle**

**En : Génie Civil**

**Spécialité : Géotechnique**

**Par : Abdeldjalil Berredane**

**Sujet**

**Interaction entre deux tunnels construits à faibles profondeurs dans des terrains aquifères**

Soutenue publiquement, Juin 2025 , devant le jury composé de :

Mme Benkalfat N.	Maitre de Conférences	Univ. Tlemcen	Présidente
Mme El Houari N.	Maitre de Conférences	Univ. Tlemcen	Directrice
M Hamzaoui F.	Maitre de Conférences	Univ. Tlemcen	Co- Directeur
Mme Smail N.	Professeur	Univ. Tlemcen	Examinatrice
M Touil B.	Maitre de Conférences	Univ. Saida	Examineur

**« La science, dans son besoin d'achèvement comme dans son  
principe, s'oppose à l'opinion. »**

— Gaston Bachelard

## DEDICACES

À la mémoire de mon grand-père, le martyr Bouras Saïd, tombé au champ d'honneur

À la mémoire de mon grand-père Abdeldkader et de ma grand-mère Bakhtia

À mes très chers parents, Rachid et Nadjia, pour leur amour inestimable  
et les innombrables sacrifices qu'ils ont consentis

À mon épouse Souhila, pour sa patience, sa compréhension, son soutien indéfectible et sa présence réconfortante durant toutes ces années.

À mes enfants, Mohammed Aymen et Ihcene Aya, source de ma force et de mon espoir. Ce travail est aussi pour vous.

À mon frère Mohammed Zakaria et sa petite famille et ma sœur Douaa Salssabil, pour leur affection, leur soutien moral et leurs encouragements.

À tous ceux qui, de près ou de loin, m'ont soutenu, je vous dédie cette thèse avec toute ma gratitude et ma reconnaissance.

*Abdeljalil Berredane*

## REMERCIEMENTS

C'est avec une profonde gratitude que je souhaite adresser mes plus sincères remerciements à ma directrice de thèse Mme El Houari Nesrine, Maitre de conférences à l'Université de Tlemcen, pour son accompagnement attentif, sa rigueur scientifique, et son soutien constant tout au long de cette thèse. Sa bienveillance, sa disponibilité et la confiance qu'elle m'a accordée ont été pour moi une source précieuse de motivation et d'encouragement. Son engagement exemplaire m'a permis d'avancer avec sérénité et exigence tout au long de ce parcours.

Je tiens également à exprimer toute ma reconnaissance à mon co-Directeur de thèse Mr. Hamzaoui Fethi Maitre de conférences à l'Université de Tlemcen, pour sa générosité intellectuelle, ses conseils avisés et son regard critique, qui ont contribué de manière significative à l'évolution de ce travail.

J'adresse mes remerciements les plus respectueux à Mme Benkalfat Naoual Maitre de conférences à l'Université de Tlemcen pour l'honneur qu'elle m'a fait en acceptant de présider le jury de ma soutenance.

Mes remerciements chaleureux vont également à Mme Smail Nadia, Professeur à l'Université de Tlemcen, ainsi qu'à Mr. Touil Brahim Maitre de conférences à l'Université de Saida pour le temps qu'ils ont consacré à la lecture attentive de ce manuscrit, pour la justesse de leurs remarques et pour la richesse de leurs questionnements, qui ont largement contribué à l'approfondissement de cette réflexion scientifique.

*Abdeljalil Berredane*

## RESUME

Dans un contexte de développement accru des infrastructures souterraines en milieu urbain peu profond, la construction de tunnels constitue un défi technique majeur pour l'ingénierie civile, en raison des interactions hydromécaniques complexes auxquelles ces ouvrages sont soumis. Dans ce cadre, la présente thèse se consacre à une analyse détaillée des interactions induites par le creusement de tunnels, avec une attention particulière portée à l'effet de l'interaction entre deux tunnels construits à faible profondeur sur le comportement mécanique et hydraulique du massif environnant. Contrairement aux études antérieures, souvent limitées à des modélisations bidimensionnelles, à des hypothèses de sol homogène ou à une approche exclusivement mécanique, ce travail adopte une modélisation numérique à la fois en deux dimensions (2D) et en trois dimensions (3D), en intégrant l'hétérogénéité du sol, diverses configurations d'alignement (horizontal, vertical, incliné), plusieurs espacements entre tunnels, la présence et le positionnement de structures en surface, ainsi que l'influence de la nappe phréatique. L'étude repose sur l'utilisation combinée des logiciels Plaxis 2D et Plaxis 3D Tunnel, mobilisant deux approches complémentaires pour simuler les perturbations induites par le creusement : la méthode de convergence-confinement (CCM), avec des taux de déconfinement variables, et la méthode du volume perdu (LVM), permettant une meilleure représentation des effets tridimensionnels liés à l'excavation. L'analyse met en évidence les impacts différenciés selon les configurations étudiées, tant en termes de tassements que de déplacements horizontaux. L'originalité de ce travail réside dans sa capacité à dépasser les limites des approches classiques, en proposant une analyse intégrée et réaliste des interactions sol-eau-structures dans des environnements complexes, qu'ils soient urbains ou vierges. Cette recherche propose ainsi un cadre de modélisation robuste pour la conception des tunnels en milieux sensibles, et contribue significativement à une meilleure compréhension des mécanismes d'interaction entre deux tunnels. Elle ouvre des perspectives prometteuses pour le développement de méthodologies avancées d'analyse et d'optimisation des ouvrages souterrains, notamment dans le cas des tunnels jumelés.

**Mots-clés :** Tunnels jumelés, Tunnelier pressurisé, Interaction, Déplacements, Effets hydrauliques, Modélisation bidimensionnelle et tridimensionnelle.

## ABSTRACT

In a context of increasing development of underground infrastructure in shallow urban environments, tunnel construction represents a major technical challenge for civil engineering, due to the complex hydro-mechanical interactions to which these structures are subjected. In this regard, the present thesis focuses on a detailed analysis of the interactions induced by tunnel excavation, with particular attention to the effect of interaction between two shallow tunnels on the mechanical and hydraulic behavior of the surrounding ground. Unlike previous studies, which often rely on two-dimensional modeling, assume homogeneous soil conditions, or adopt a purely mechanical approach, this work employs numerical modeling in both two dimensions (2D) and three dimensions (3D). It incorporates soil heterogeneity, various tunnel alignment configurations (horizontal, vertical, inclined), multiple inter-tunnel spacings, the presence and positioning of surface structures, as well as the influence of the groundwater table. The study is based on the combined use of advanced numerical codes Plaxis 2D and Plaxis 3D Tunnel, and mobilizes two complementary approaches to simulate excavation-induced disturbances: the Convergence-Confinement Method (CCM), with varying deconfinement rates, and the Lost Volume Method (LVM), enabling a better representation of three-dimensional excavation effects. The analysis highlights the differentiated impacts of the studied configurations, both in terms of ground settlements and horizontal displacements. The originality of this work lies in its ability to go beyond the limitations of conventional approaches by proposing an integrated and realistic analysis of soil-water-structure interactions in complex environments, whether urban or undeveloped. This research thus provides a robust modeling framework for the design of tunnels in sensitive urban areas and significantly contributes to a better understanding of the interaction mechanisms between twin tunnels. It opens promising perspectives for the development of advanced methodologies for the analysis and optimization of underground structures, particularly in the case of twin tunnel systems.

**Keywords:** Twin tunnels, Pressurized Tunnel Boring Machine (TBM), Interaction, Displacements, Hydraulic effects, Two-dimensional and three-dimensional modeling.

## الملخص

في سياق التوسع المتزايد في تطوير البنى التحتية تحت الأرض في المناطق الحضرية ذات الأعماق الضحلة، تُعدّ عملية إنشاء الأنفاق تحديًا تقنيًا كبيرًا في مجال الهندسة المدنية، وذلك بسبب التفاعلات الهيدروميكانيكية المعقدة التي تتعرض لها هذه المنشآت. وفي هذا الإطار، تركز هذه الأطروحة على تحليل دقيق للتفاعلات الناتجة عن حفر الأنفاق، مع اهتمام خاص بتأثير التفاعل بين نفقين يتم إنشاؤهما على أعماق قليلة على السلوك الميكانيكي والهيدروليكي للتربة المحيطة. وعلى خلاف الدراسات السابقة التي غالبًا ما اقتصرَت على النمذجة ثنائية الأبعاد، أو افترضت تجانس التربة أو اعتمدت مقارنة ميكانيكية بحتة، يعتمد هذا العمل على نمذجة رقمية ثنائية وثلاثية الأبعاد (2D و 3D)، مع الأخذ بعين الاعتبار عدم تجانس التربة، وتنوع تشكيلات المحاذاة (أفقية، عمودية، مائلة)، وتعدد المسافات الفاصلة بين النفقين، إضافة إلى وجود المنشآت السطحية وموقعها، وكذلك تأثير منسوب المياه الجوفية. وتعتمد الدراسة على الاستخدام المزدوج للبرمجيات المتقدمة Plaxis 2D و Plaxis 3DTunnel، مستندة إلى منهجين تكمليين لمحاكاة الاضطرابات الناتجة عن الحفر: منهج التقارب - الحصر (CCM)، مع معدلات تفريغ مختلفة، ومنهج الحجم المفقود (LVM)، مما يسمح بتمثيل أدق للتأثيرات الثلاثية الأبعاد المرتبطة بالحفر. وتُبرز التحليلات التأثيرات المتباينة وفقًا للتهيئات المختلفة المدروسة، سواء من حيث الهبوطات أو الإزاحات الأفقية. وتمثل أصالة هذا العمل في قدرته على تجاوز حدود المقاربات التقليدية من خلال تقديم تحليل متكامل وواقعي لتفاعلات التربة والمياه والمنشآت في بيئات معقدة، سواء كانت حضرية أو غير مأهولة. وبذلك، تقدم هذه الدراسة إطارًا متينًا للنمذجة من أجل تصميم الأنفاق في المناطق الحضرية الحساسة، وتساهم بشكل كبير في تعميق الفهم لآليات التفاعل بين نفقين متجاورين، كما تفتح آفاقًا واعدة لتطوير منهجيات متقدمة لتحليل وتحسين أداء المنشآت التحتية، خاصة في حالة الأنفاق المزدوجة.

**الكلمات المفتاحية:** أنفاق مزدوجة، آلة حفر الأنفاق المضغوطة، التفاعل، الإزاحات، التأثيرات الهيدروليكية، النمذجة ثنائية الأبعاد وثلاثية الأبعاد.

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE 1

**Tableau 1.1** Relation entre les déformations de la construction et les mouvements de terrain (AFTES, 1995)

## CHAPITRE 2

**Tableau 2.1** Formules analytiques pour le calcul du débit (cas du régime permanent (El Houari, 2015)

**Tableau 2.2** Tassements en surface pour les deux lois de comportement (MC, HSM), avec et sans écoulement. (El Houari, 2015)

## CHAPITRE 3

**Tableau 3.1** Caractéristiques mécaniques du sol (Chehade et Shahrour, 2008)

**Tableau 3.2** Caractérisation des matériaux composant le massif

**Tableau 3.3** Débits d'écoulement en fonction de l'espacement entre les tunnels

**Tableau 3.4** Débits d'écoulement (Méthode Convergence Confinement)

**Tableau 3.5** Comparaison entre les résultats numériques et analytiques

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE 1

**Figure 1.1** Courbe gaussienne décrivant la cuvette de tassement (Islam & Iskander , 2021)

**Figure 1.2** Réponse du massif au creusement en 3D (Magnan & Serratrice , 2002)

**Figure 1.3** Décomposition du creusement des tunnels avec Tunnelier pressurisé (Bernat, 1996)

**Figure 1.4** Interaction tunnel- tunnel: Iso-valeurs du déplacement vertical dans la section transversale (Mroueh, 1998)

**Figure 1.5** Interaction tunnel - tunnel : Cuvettes de tassement observées en surface (Hemerijckx et Weidener 1995 cité par Mroueh, 1998)

**Figure 1.6** Profil de la cuvette de tassement en configuration tridimensionnelle (Migliazza & al., (2009))

**Figure 1.7** Fonctionnement du Tunnelier (Eljirari, 2021)

**Figure 1.8** Mouvements horizontaux et verticaux (Leblais et al.1995)

**Figure 1.9** Composantes des Mouvements causés par la méthode NATM (Vermeer et Moller, 2008)

**Figure 1.10** Interaction tunnels-structures (AFTES, 1995)

**Figure 1.11** Interaction building tunnel (Bloodworth, 2002)

**Figure 1.12** Forme de cuvette de tassement transversal et longitudinal en 3D (Moulon et al., 2013)

**Figure 1.13** Caractéristiques des cuvettes de tassements

**Figure 1.14** Schématisation des tassements de deux tunnels (Méthode de O'reilly et New (1982))

**Figure 1.15** Zones de chevauchements entre les zones d'influences (Chapman et al., 2003)

**Figure 1.16** Comparaison des cuvettes de tassements calculées analytiquement et observées sur chantiers (Suwansawat & Einstein (2007)

**Figure 1.17** Cuvettes de tassement au-dessus des deux tunnels (Ling Ma & al., 2014).

**Figure 1.18** Variation du taux de déconfinement en fonction de l'avancement du front de taille Dolkhenzo (2002)

**Figure1.19** Déplacements horizontaux (Dolzhenko, 2002)

**Figure 1.20** Horizontal displacement of the soil (Tian et al 2017)

**Figure 1.21** Possibilités d'alignement d'un Bi-tubes (Moosavi et al., 2017)

**Figure 1.22** Distribution des contraintes autour d'un tunnel revêtu

**Figure 1.23** Déformations d'un tunnel revêtu. (Ghaboussi et al., 1977)

**Figure 1.24** Accumulation des tassements engendrés par les creusements (Ghaboussi & al., 1977)

**Figure 1.25** L'influence de la distance entre les tunnels sur les tassements Cording & al., (1978)

**Figure 1.26** Les tassements en surface causés par le creusement de deux tunnels Cording & al., (1978)

**Figure 1.27** Caractéristiques Géométriques et Géotechniques (Addenbrooke & Potts, 2001)

**Figure 1.28** Tassements en surface pour différentes valeurs d'espacement (Osman, 2010)

**Figure 1.29** Déplacement du revêtement du premier tunnel vers le deuxième (Osman, 2010)

**Figure 1.30** Variation des tassements en surface en fonction de l'espacement entre les tunnels (Chehade et Shahrour, 2008).

**Figure 1.31** Effet de l'espacement horizontal sur les tassements en surface

**Figure 1.32** Plan d'excavation des deux tunnels (Do & al., 2014)

**Figure 1.33** Tassements en surface en fonction de l'avancement du second tunnel (Do & al., 2014)

**Figure 1.34** Déformations des revêtements (Do & al., 2014)

**Figure 1.35** Variation des Efforts Normaux au Niveau des Revêtements (Do & al., 2014)

**Figure 1.36** Variation du moment fléchissant (Do & al., 2014)

**Figure 1.37** Influence de la distance entre les tunnels et les déformations causés en surface (Cording & Hansmire, 1977 cité par Dias, 2002).

**Figure 1.38** Tassements en surface issus de diverses méthodes de prédiction et leur comparaison avec ceux observés in-situ Zhnog Zou & al., (2021)

**Figure 1.39** Tassement en surface causé par le passage du deuxième tunnel

**Figure 1.40** Comparaison des cuvettes de tassement en fonction du procédé de creusement

**Figure 1.41** Tassement en surface causé par le passage du deuxième tunnel (Tunnels inclinés)

## CHAPITRE 2

**Figure 2.1** Schématisation d'un milieu poreux

**Figure 2.2** Empilement des nappes (J.C Roux, 2023)

**Figure 2.3** Variation de l'écoulement en fonction de la vitesse d'exécution (Goodman & al., (1965) cités par (Atwa, 1996)

**Figure 2.4** Méthode de Déscoeurdes et Rybisar (1987)

**Figure 2.5** Écoulement de l'eau souterraine vers un tunnel drainé de rayon a modifié de Kolymbas & Wagner (2007) **Figure 2.6** Tunnel circulaire dans un aquifère semi-infini (Park & al., 2008)

- Figure 2.7** Modèle de Tao Xu & al., (2021)
- Figure 2.8** Conditions aux limites à la périphérie du tunnel (Butscher, 2012)
- Figure 2.9** Exemple de CAL hydrauliques pour une nappe en charge (Anagnostou, 2002).
- Figure 2.10** Comparaison entre solution analytique FLAC3D (Ming & al., 2010)
- Figure 2.11** Modèle de Yanna Ma & al. (2021)
- Figure 2.12** Modèle de Zeller (1954) : méthode d'un sol reconstitué (Atwa, 1996)
- Figure 2.13** Modèle Hele-Shaw réalisé par Chisaki & al. (1978)
- Figure 2.14** Variation des niveaux des nappes phréatiques Liu & al., (2023)
- Figure 2.15** Réseau d'écoulement en régime permanent (Atwa, 1996)
- Figure 2.16** Abaque de Zeller (1954) (Atwa, 1996)
- Figure 2.17** Rupture en radier (Tunnel de Madrid) (Oteo, 1988)
- Figure 2.18** Réponse d'un massif sur le plan hydraulique Anagnostou (2002)
- Figure 2.19** Calcul des gradients hydrauliques provoqués par l'excavation (Anagnostou & Kovari, 1996)
- Figure 2.20** Abaques de Chisaki (1984)
- Figure 2.21** Conditions aux limites appliquées (Butscher & al., 2011)
- Figure 2.22** Ecoulement des eaux vers le tunnel (Butscher et al., 2011)
- Figure 2.23** Ecoulement des eaux autour des tunnels pour les deux natures de sol (El Houari, 2015)
- Figure 2.24** Débits trouvés par les différents auteurs (El Tani, 2003)
- Figure 2.25** Variation des débits d'écoulement en fonction de la profondeur du tunnel. (Zhou & al., 2014)

### CHAPITRE 3

- Figure 3.1** Exemples de maillage de a) 2D b) 3D.
- Figure 3.2** Conditions aux limites appliquées au modèle
- Figure 3.3** Variation du taux de confinement en fonction de la distance de pose (x)
- Figure 3.4** Configurations géométriques du modèle traité
- Figure 3.5** Allures des cuvettes de tassements- Tunnels parallèles
- Figure 3.6** Allure des cuvettes de tassement (tunnels superposés)
- Figure 3.7** Tassement en surface (Tunnels inclinés)
- Figure 3.8** Comparaison des cuvettes de tassement- Méthodes empirique et numérique
- Figure 3.9** Mouvements horizontaux (Tunnels parallèles)

**Figure 3.10** Mouvements horizontaux (Tunnels Superposés)

**Figure 3.11** Mouvements horizontaux (Tunnels inclinés)

**Figure 3.12** Modèle hétérogène (Moller, 2006)

**Figure 3.13** Cuvettes de tassements en fonction de la distance séparant les tunnels

**Figure 3.14** Cuvettes de tassements pour les tunnels superposés

**Figure 3.15** Cuvettes de tassements pour les tunnels inclinés

**Figure 3.16** Mouvements horizontaux (Deux tunnels parallèles).

**Figure 3.17** Mouvements horizontaux (Deux tunnels superposés).

**Figure 3.18** Mouvements horizontaux (Deux tunnels inclinés).

**Figure 3.19** Positionnement de la structure- Tunnels parallèles

**Figure 3.20** Tassements en surface en fonction des espacements (Structure entre les tunnels : 1<sup>er</sup> cas)

**Figure 3.21** Tassements en surface en fonction des espacements (Structure positionnée sur le tunnel droit : 2<sup>ème</sup> cas)

**Figure 3.22** Tassements en surface en fonction des espacements (Structure excentrée par rapport aux tunnels : 3<sup>ème</sup> cas)

**Figure 3.23** positionnement de la structure par rapport aux tunnels

**Figure 3.24** Cuvettes de tassement en surface (Structure positionnée sur les deux tunnels)

**Figure 3.25** Cuvettes de tassement en surface (Structure décalée de 10 m les deux tunnels)

**Figure 3.26** Cuvettes de tassement en surface (Structure décalée de 35 m les deux tunnels)

**Figure 3.27** Positionnement de la structure- Tunnels inclinés

**Figure 3.28** Cuvettes de tassement en surface (Structure positionnée entre les deux tunnels)

**Figure 3.29** Cuvettes de tassement en surface (Structure positionnée sur le tunnel supérieur)

**Figure 3.30** Cuvettes de tassement en surface (Structure positionnée sur le tunnel inférieur)

**Figure 3.31** Mouvements horizontaux (Structure positionnée entre les tunnels)

**Figure 3.32** Mouvements horizontaux (Structure positionnée sur le tunnel de droite)

**Figure 3.33** Mouvements horizontaux pour deux tunnels parallèles (Structure excentrée par rapport aux tunnels)

**Figure 3.34** Mouvements horizontaux pour deux tunnels superposés (Structure positionnée au-dessus des tunnels)

**Figure 3.35** Mouvements horizontaux pour deux tunnels superposés (Structure excentrée par rapport aux tunnels de 10m)

**Figure 3.36** Mouvements horizontaux pour deux tunnels superposés (Structure excentrée par rapport aux tunnels de 35 m)

**Figure 3.37** Mouvements horizontaux pour deux tunnels inclinés (Structure positionnée entre les deux tunnels)

**Figure 3.38** Mouvements horizontaux pour deux tunnels inclinés (Structure positionnée sur le tunnel gauche supérieur)

**Figure 3.39** Mouvements horizontaux pour deux tunnels inclinés (Structure positionnée sur le tunnel droit inférieur)

**Figure 3.40** Tassement en surface pour deux tunnels parallèles (Structure positionnée entre les tunnels)

**Figure 3.41** Tassement en surface pour deux tunnels parallèles (Structure positionnée sur le tunnel droit)

**Figure 3.42** Tassement en surface pour deux tunnels parallèles (Structure excentrée par rapport aux tunnels)

**Figure 3.43** Mouvements horizontaux pour deux tunnels parallèles (Structure positionnée entre les tunnels)

**Figure 3.44** Mouvements horizontaux pour deux tunnels parallèles (Structure positionnée au-dessus le tunnel droit)

**Figure 3.45** Mouvements horizontaux - tunnels parallèles (Structure positionnée sur le tunnel droit)

**Figure 3.46** Modèle d'analyse 3D en terrain vierge avec maillage

**Figure 3.47** Allure des cuvettes tridimensionnelles en fonction des espacements

**Figure 3.48** Cuvettes de tassement issu de la modélisation tridimensionnelle (tunnel parallèles)

**Figure 3.49** Cuvettes de Tassement longitudinal pour différents espacements entre tunnels parallèles

**Figure 3.50** Cuvettes de tassement issu de la modélisation tridimensionnelle (tunnel superposés)

**Figure 3.51** Cuvettes de Tassement longitudinal pour différents espacements entre tunnels superposés

**Figure 3.52** Cuvettes de tassement issu de la modélisation tridimensionnelle (tunnel inclinés)

**Figure 3.53** Cuvettes de Tassement longitudinal pour différents espacements entre tunnels inclinés

**Figure 3.54** Mouvements horizontaux au niveau des deux tunnels parallèles

**Figure 3.55** Mouvements horizontaux au niveau des deux tunnels superposés

**Figure 3.56** Mouvements horizontaux au niveau des deux tunnels superposés

**Figure 3.57** Modèle d'analyse 3D en milieu urbain avec maillage

**Figure 3.58** Cuvettes de tassement en présence de structure en surface (tunnels parallèles)

**Figure 3.59** Cuvettes de tassement en présence de structure en surface (tunnels superposés)

**Figure 3.60** Cuvettes de tassement en présence de structure en surface (tunnels superposés).

**Figure 3.61** Mouvements horizontaux pour deux tunnels parallèles en présence d'une structure

**Figure 3.62** Mouvements horizontaux pour deux tunnels superposés en présence d'une structure

**Figure 3.63** Mouvements horizontaux pour deux tunnels inclinés en présence d'une structure

**Figure 3.64** Evolution des tassements en présence d'une nappe (Tunnels parallèles)

**Figure 3.65** Evolution des tassements en présence d'une nappe (Tunnels superposés)

**Figure 3.66** Evolution des tassements en présence d'une nappe (Tunnels inclinés)

**Figure 3.67** Evolution des mouvements horizontaux en présence d'une nappe (Tunnels parallèles)

**Figure 3.68** Evolution des mouvements horizontaux en présence d'une nappe (Tunnels superposés)

**Figure 3.69** Evolution des mouvements horizontaux en présence d'une nappe (Tunnels inclinés)

**Figure 3.70** Evolution des tassements en présence d'une nappe dans un sol hétérogène (Tunnels parallèles)

**Figure 3.71** Evolution des tassements en présence d'une nappe dans un sol hétérogène (Tunnels superposés)

**Figure 3.72** Evolution des tassements en présence d'une nappe dans un sol hétérogène (Tunnels inclinés)

**Figure 3.73** Evolution des mouvements horizontaux en présence d'une nappe dans un sol hétérogène (Tunnels parallèles)

**Figure 3.74** Evolution des mouvements horizontaux en présence d'une nappe dans un sol hétérogène (Tunnels superposés)

**Figure 3.75** Evolution des mouvements horizontaux en présence d'une nappe dans un sol hétérogène (Tunnels inclinés)

**Figure 3.76** Evolution tassements en fonction de la saturation des sols (Tunnels parallèles)

**Figure 3.77** Evolution tassements en fonction de la saturation des sols (Tunnels superposés)

**Figure 3.78** Evolution tassements en fonction de la saturation des sols (Tunnels superposés)

**Figure 3.79** Profil du rabattement de la nappe (sol pulvérulent)

**Figure 3.80** Lignes d'écoulement autour des tunnels.

**Figure 3.81** Ecoulement des eaux dans le cas d'un seul tunnel (sol argileux)

**Figure 3.82** Profil de rabattement de la nappe

**Figure 3.83** Lignes d'écoulement

**Figure 3.84** Profil de rabattement de la nappe et les lignes d'écoulement

## PRINCIPALES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

**HSM** : Hardening Soil Model.

**LVM** : Méthode du volume perdu

**MC**: Mohr Coulomb.

**MCC** : Méthode Convergence Confinement.

**MEF**: Méthode des Élément Finis.

**NATM** : New Australian Tunnelling Machine

**P<sub>x</sub>** : Distance séparant les tunnels horizontalement.

**P<sub>y</sub>** : Distance séparant les tunnels verticalement

**TBM** : Tunnel Boring Machine (Tunnelier)

$\varphi$ : Angle de frottement.

$\lambda$  : Taux de déconfinement.

$\nu$ : Coefficient de poisson

**S<sub>max</sub>**: Tassement maximal.

**H**: Profondeur du tunnel.

**R, r** : Rayon d'excavation.

**L<sub>c</sub>**: Largeur de cuvette de tassement.

**V<sub>L</sub>**: Volume perdu.

**D** : diamètre du tunnel.

**i** : Point d'inflexion.

**E** : Module de young

**E<sub>50</sub>** : Module de déformation sécant à 50% du déviateur à la rupture

**c** : Cohésion du sol.

$\Psi$  : Angle de dilatance

**Q** : Débit

**H<sub>0</sub>** : Profondeur de la nappe au centre du tunnel.

**K** : Coefficient de perméabilité.

$\Phi$  : Charge hydraulique.

$\phi_0$  : est la charge hydraulique au front.

**BC** : Boundaries Conditions.

**CAL** : conditions aux limites.

# TABLE DES MATIERES

DEDICACE	II
REMERCIEMENTS	III
RESUME	IV
ABSTRACT	V
الملخص	VI
LISTE DES TABLEAUX	VII
LISTE DES FIGURES	VIII
PRINCIPALES NOTATIONS ET ABREVIATIONS	XV
TABLE DES MATIERES	XVI
INTRODUCTION GENERALE	1

## CHAPITRE 1

### ANALYSE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS INDUIT PAR LE CREUSEMENT DE DEUX TUNNELS- ETAT DE L'ART

1.1 Introduction	5
1.2 Analyse des mécanismes de déformations causés par le creusement des tunnels	6
1.2.1 Généralités	6
1.2.2 Réponse du terrain au creusement d'un seul tunnel	6
1.2.3 Effet du creusement de deux tunnels sur le massif encaissant	10
1.2.4 Réalisation de tunnels jumelés en milieu urbain	13
1.3 Tassements en surface- Provenance et estimations	15
1.3.1 Principe du tunnelier à front pressurisé	17
1.3.2 Déplacements causés par le creusement de tunnels	19
1.3.3 Interaction entre les tunnels et les structures en surface	22
1.3.4 Méthodes d'estimation des tassements en surface	25
1.3.4.1 Méthodes empiriques	26
1.3.4.2 Méthodes Analytiques	32
1.3.4.3 Méthodes Numériques	34
1.4 Prise en compte des déplacements horizontaux dans l'analyse des effets de creusement de tunnels	35
1.5 Revue des travaux antérieurs	37
1.5.1 Cas de tunnels parallèles (Alignés horizontalement)	41
1.5.2 Cas de tunnels superposés (Alignés verticalement)	55

1.5.3	Cas de tunnels inclinés (Alignés en diagonale)	58
<b>1.6</b>	<b>Conclusion</b>	<b>59</b>
 <b>CHAPITRE 2</b>		
<b>PERTURBATIONS HYDRAULIQUES LIEES AU CREUSEMENT DES TUNNELS EN SOLS MEUBLES- ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE</b>		
<b>2.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>62</b>
<b>2.2</b>	<b>Hydraulique souterraine dans les milieux poreux- Définitions</b>	<b>62</b>
2.2.1	Nappes souterraines- Définitions	63
2.2.2	Conséquences du rabattement de la nappe en site urbain	65
2.2.3	L'eau souterraine et les ouvrages souterrains	66
2.2.4	Stabilité des fonds de fouilles	68
<b>2.3</b>	<b>Écoulement des eaux vers les tunnels- Provenance et estimation</b>	<b>69</b>
2.3.1	Position du problème	69
2.3.2	Estimation des venues d'eau vers les tunnels	70
2.3.2.1	Méthodes Analytiques	72
2.3.2.2	Méthodes Numériques	80
2.3.2.3	Méthodes Expérimentales	83
2.3.3	Impact des conditions géologiques sur la stabilité de l'ensemble tunnels-terrain	85
<b>2.4</b>	<b>Retour d'expériences</b>	<b>85</b>
2.4.1	Variation des niveaux des nappes suite à l'excavation des tunnels	87
2.4.2	Influence des paramètres Hydro-mécaniques sur la réponse des tunnels et des sols	90
2.4.2.1	Influence de la perméabilité	90
2.4.2.2	Uniformité de la perméabilité du revêtement	93
2.4.2.3	Non uniformité de la perméabilité du revêtement	94
2.4.2.4	Perméabilité relative revêtement-sol	94
2.4.2.5	Perméabilité relative coulis-sol- revêtement	95
2.4.2.6	Perméabilité relative segments de joint- sol	96
2.4.2.7	Relation drainage- perméabilité du sol	97
2.4.2.8	Effet du blocage du système de drainage	98
2.4.2.9	Effet de la détérioration du revêtement	99
2.4.3	Écoulement autour des tunnels : Etat de l'art	100
<b>2.5</b>	<b>Conclusion</b>	<b>110</b>

## CHAPITRE 3

### ANALYSE DE L'INTERACTION ENTRE TUNNELS JUMELES- IMACT SUR LE MASSIF ENCAISSANT

<b>3.1 Introduction</b>	<b>113</b>
<b>3.2 Présentation des outils numériques utilisés (Plaxis 2D, Plaxis 3DTunnel)</b>	<b>114</b>
<b>3.3 Hypothèses et conditions aux limites du modèle</b>	<b>117</b>
<b>3.4 L'aspect de la modélisation</b>	<b>118</b>
3.4.1 Technique de creusement et méthodes d'approche	119
3.4.1.1 Méthode du Volume Perdu (Lost Volume Method) : (LVM)	119
3.4.1.2 La Méthode Convergence Confinement : MCC	120
<b>3.5 Présentation du modèle utilisé pour notre Cas d'Étude</b>	<b>121</b>
3.5.1 Introduction au Modèle de base	121
3.5.2 Les améliorations apportées au Modèle	122
<b>3.6 Analyse numérique 2D des déformations des sols lors du creusement de deux tunnels- Cas de zone non urbaine</b>	<b>123</b>
3.6.1 Cas de sol homogène-1er Cas d'analyse	124
3.6.1.1 Tassements en surface	126
3.6.1.2 Evolution des tassements en surface en fonction de la méthode de prédiction (comparaison entre méthodes numériques et empiriques)-Cas de tunnels parallèles	129
3.6.1.3 Mouvements horizontaux pour les trois alignements	130
3.6.1.4 Comparaison et interprétations des mouvements du sol en fonction de l'alignement	136
3.6.2 Cas de sol hétérogène- 2ème Cas d'analyse	137
3.6.2.1 Tassements en surface	138
3.6.2.2 Déplacements horizontaux	141
3.6.3 Comparaison entre les deux cas d'analyses (homogène& hétérogène)	145
<b>3.7 Analyse numérique 2D du comportement des sols lors du creusement de tunnels jumelés: Cas de zone urbaine</b>	<b>145</b>
3.7.1 Cas de sol homogène	146
3.7.1.1 Tassements en surface	146
3.7.1.2 Mouvement horizontal	156
3.7.2 Cas de sol hétérogène- 2ème Cas d'analyse	170
3.7.2.1 Tassements en surface	170
3.7.2.2 Déplacements horizontaux	173
3.7.3 Comparaison et interprétations (homogène& hétérogène)	177
<b>3.8 Analyse tridimensionnelle des tassements en surface et mouvements horizontaux</b>	<b>177</b>
3.8.1 Analyse des tassements en terrain vierge	178
3.8.1.1 Tassement en surface	178
3.8.2 Mouvements horizontaux	182
3.8.3 Analyse des tassements en en zone urbaine	184

3.8.4 Analyse des mouvements horizontaux au niveau des tunnels - Zone urbaine	187
<b>3.9 Analyse des déformations induites par le creusement de tunnels jumelés dans les terrains aquifères</b>	<b>190</b>
3.9.1 Cas de sol homogène	191
3.9.1.1 Tassement en surface	191
3.9.1.2 Mouvements horizontaux	195
3.9.2 Cas de sol hétérogène	198
3.9.2.1 Tassement en surface	198
3.9.2.2 Mouvements horizontaux	201
<b>3.10 Impact du niveau de saturation des sols sur les tassements</b>	<b>205</b>
<b>3.11 Débit d'écoulement autour des tunnels</b>	<b>208</b>
3.11.1 Cas d'un seul tunnel	208
3.11.2 Cas de deux tunnels	210
<b>3.12 Conclusion</b>	<b>213</b>

## INTRODUCTION GENERALE

L'urbanisation croissante des grandes agglomérations engendre une densification accrue des tissus urbains, contraignant les planificateurs à exploiter l'espace souterrain par la réalisation de tunnels. Cette stratégie, amorcée au siècle dernier, s'est progressivement imposée comme une solution privilégiée, en raison de son adéquation avec les dynamiques sociétales actuelles, notamment la croissance démographique et la nécessité d'assurer une mobilité fluide et ininterrompue. Par ailleurs, les impératifs environnementaux contemporains, tels que la réduction des pollutions atmosphériques, sonores et visuelles, renforcent l'attrait pour les infrastructures souterraines, qui permettent de minimiser l'empreinte écologique des aménagements urbains.

La conception et la réalisation d'ouvrages souterrains en milieu urbain posent néanmoins des défis techniques majeurs. Les ingénieurs doivent composer avec des contraintes liées à la stabilité des sols et à la protection des structures existantes. En effet, les tunnels sont souvent construits à faible profondeur, dans des terrains meubles caractérisés par des propriétés mécaniques faibles et une configuration hydrogéologique complexe. Les travaux de creusement peuvent ainsi induire des déplacements du sol, susceptibles d'affecter les ouvrages en surface.

Sur le plan mécanique, de nombreuses études ont été consacrées à l'analyse des mouvements de terrain provoqués par le creusement de tunnels. L'ingénierie des tunnels s'appuie sur diverses approches et méthodes de calcul pour estimer et prédire les déformations, les mouvements et les tassements en surface. Ces méthodes vont des formules analytiques et empiriques aux mesures in situ, en passant par la modélisation numérique, notamment via la méthode des éléments finis.

Le développement des outils numériques permet désormais de simuler l'ensemble du processus de creusement, en intégrant les différentes phases de construction et les techniques adoptées, telles que le creusement séquentiel selon la méthode autrichienne (NATM) ou le creusement au tunnelier pressurisé (TBM). Ces simulations constituent un outil d'aide à la décision permettant d'anticiper les déplacements induits dans le massif, d'évaluer leur compatibilité avec les seuils admissibles, et d'identifier les risques potentiels pour l'intégrité des structures en surface.

D'un point de vue hydraulique, le creusement et l'avancement du front de taille perturbent le régime hydraulique initial, provoquant des variations des pressions interstitielles. Ces perturbations peuvent entraîner des écoulements d'eau vers les excavations. La quantité d'eau infiltrée dépend de plusieurs facteurs, notamment la perméabilité du sol, la profondeur du tunnel par rapport à la nappe phréatique et le taux de réalimentation de l'aquifère. L'analyse de ces écoulements repose sur des approches empiriques, analytiques et numériques.

L'objectif de ce travail de thèse est de mieux comprendre les effets du creusement simultané de tunnels jumelés, la propagation des déformations dans le sol ainsi que les perturbations hydrauliques induites, à travers des modélisations numériques réalisées dans des sols meubles à faible profondeur. Ces modélisations sont conduites successivement en l'absence puis en présence de nappes phréatiques, et en contexte vierge puis urbain, en explorant des configurations géométriques variées selon des approches bidimensionnelle et tridimensionnelle. Les résultats obtenus visent à améliorer la conception des tunnels jumelés, notamment en zones urbaines sensibles, afin d'optimiser les choix de conception, d'alignement et de phasage.

Dans cette optique, la thèse a été structurée en deux volets complémentaires et cohérents : le premier, consacré à une revue bibliographique permettant de poser le cadre conceptuel et méthodologique; puis un second volet qui porte sur des modélisations numériques avancées, menées à l'aide de codes de calcul performants (Plaxis 2D et Plaxis 3Dtunnel), et visant à analyser les effets mécaniques et hydrauliques induits par le creusement simultané de tunnels jumelés, en tenant compte de diverses configurations géométriques et géotechniques.

Le premier volet comprend deux chapitres :

Le premier chapitre s'intéresse à l'aspect mécanique. Il est consacré à l'analyse des mécanismes de déformation induits par le creusement de tunnels dans les sols meubles. Il propose, dans un premier temps, une synthèse des connaissances actuelles sur le comportement des sols face aux excavations souterraines, en s'appuyant sur les principales recherches menées dans ce domaine. Une attention particulière sera portée aux perturbations induites dans le massif et à la manière dont ces effets se traduisent en termes de tassements et de déplacements horizontaux. Dans un second temps, les méthodes de calcul et de prédiction des tassements seront examinées, à la lumière des modèles analytiques, empiriques et numériques disponibles dans la littérature. Enfin, une revue critique des travaux antérieurs permettra de cerner les limites des approches existantes et de dégager les axes d'amélioration envisageables pour une

meilleure compréhension et maîtrise des déformations liées au creusement des tunnels, en particulier dans des conditions géotechniques complexes.

Le deuxième chapitre est consacré aux réponses hydrauliques des sols subissant un creusement. Une revue bibliographique est proposée synthétisant les problèmes liés aux écoulements induits par la réalisation de tunnels en terrain aquifère et les méthodes de calcul et de prédiction des débits et volumes d'écoulement. Il comporte un retour d'expérience lié aux paramètres hydromécaniques et leur influence sur la réponse des sols et des tunnels qu'ils encaissent. Ce chapitre se terminera par un aperçu des études réalisées auparavant traitant la réponse hydraulique des sols au creusement des tunnels.

Le second volet constitue la contribution originale de ce travail, avec un troisième chapitre dédié à une série de modélisations numériques en configurations bidimensionnelle et tridimensionnelle, en adoptant des modèles géotechniques issus de la littérature. Des applications de tunnels jumelés sont réalisées dans des sols homogènes et hétérogènes en considérant plusieurs configurations géométriques et possibilités d'alignement des tunnels, tant en terrain vierge qu'en zones urbaines avec des structures en surface. Ce chapitre comporte également une partie hydraulique concernant le calcul des débits d'écoulement provoqués par le creusement de deux tunnels et l'influence de la présence d'eau sur la réponse des sols. Les résultats obtenus par les méthodes numériques et empiriques sont comparés afin de contribuer à l'amélioration des calculs des tunnels jumelés creusés simultanément.

Enfin, la thèse se conclut par une synthèse des principales contributions de ce travail et propose des perspectives de recherche futures.

# Chapitre 1

## Analyse du comportement mécanique des sols induit par le creusement de deux tunnels- Etat de l'art

---

<b>1.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>5</b>
<b>1.2</b>	<b>Analyse des mécanismes de déformations causés par le creusement des tunnels</b>	<b>6</b>
1.2.1	Généralités	6
1.2.2	Réponse du terrain au creusement d'un seul tunnel	6
1.2.3	Effet du creusement de deux tunnels sur le massif encaissant	10
1.2.4	Réalisation de tunnels jumelés en milieu urbain	13
<b>1.3</b>	<b>Tassements en surface- Provenance et estimations</b>	<b>15</b>
1.3.1	Principe du tunnelier à front pressurisé	17
1.3.2	Déplacements causés par le creusement de tunnels	19
1.3.3	Interaction entre les tunnels et les structures en surface	22
1.3.4	Méthodes d'estimation des tassements en surface	25
1.3.4.1	Méthodes empiriques	26
1.3.4.2	Méthodes Analytiques	32
1.3.4.3	Méthodes Numériques	34
<b>1.4</b>	<b>Prise en compte des déplacements horizontaux dans l'analyse des effets de creusement de tunnels</b>	<b>35</b>
<b>1.5</b>	<b>Revue des travaux antérieurs</b>	<b>37</b>
1.5.1	Cas de tunnels parallèles (Alignés horizontalement)	41
1.5.2	Cas de tunnels superposés (Alignés verticalement)	55
1.5.3	Cas de tunnels inclinés (Alignés en diagonale)	58
<b>1.6</b>	<b>Conclusion</b>	<b>59</b>

## 1.1 Introduction

La construction d'un tunnel perturbe l'état de contraintes initial dans une zone périphérique à l'excavation, appelée zone d'influence, dont l'étendue dépend de plusieurs facteurs : la nature du sol encaissant, les contraintes in situ, les propriétés géotechniques du milieu, ainsi que la profondeur et le diamètre du tunnel. En outre, le creusement de tunnels à faible profondeur provoque des déformations importantes dans le massif environnant, avec des répercussions pouvant atteindre la surface. La réalisation d'un ou plusieurs tunnels induit ainsi des tassements supplémentaires, dont la prévision constitue un enjeu majeur pour la gestion de ces projets. Ces tassements, généralement non uniformes, prennent la forme d'une cuvette, dont la valeur maximale se situe à l'aplomb du tunnel.

Dans le cas de deux tunnels, le chevauchement de leurs zones d'influence respectives, peut générer ainsi des effets d'interaction complexes au sein du massif. Ces interactions modifient de manière significative le comportement du sol, tant en profondeur qu'en surface.

La prédiction du comportement régit par ce type de creusement s'avère particulièrement complexe. Cette complexité découle à la fois des interactions entre les zones d'influence et de la forme potentiellement variée des cuvettes de tassement qui en résultent. La perturbation de l'équilibre des contraintes naturelles conduit à des mouvements du sol vers les cavités excavées ainsi qu'à des déplacements longitudinaux vers les fronts de creusement. Ces phénomènes sont généralement traduits par la notion de perte de volume, supposée équivalente au volume de la cuvette de tassement (Huat & al., 2024).

En général, lorsque les deux tunnels sont suffisamment espacés pour que leurs zones d'influence ne se chevauchent pas, ils peuvent être considérés comme des ouvrages indépendants, sans interaction notable. Cependant, dès lors que ces zones se chevauchent, des interactions mutuelles émergent, affectant l'état de contraintes, les déplacements autour des tunnels, ainsi que les tassements en surface (Do & al., 2015). Les interactions entre tunnels jumelés ont fait l'objet de nombreuses recherches, mobilisant diverses approches : empiriques, analytiques, mais surtout numériques, particulièrement adaptées à la modélisation de phénomènes complexes.

Ce problème revêt une importance particulière en milieu urbain, où les déformations induites ne se limitent pas au massif encaissant, mais peuvent également affecter les structures en

surface comme en profondeur. La maîtrise de ces effets est donc cruciale pour garantir la sécurité des infrastructures existantes et minimiser les risques liés aux travaux souterrains.

Ce chapitre présente une synthèse des mécanismes de déformation induits par le creusement de tunnels dans les sols meubles. Il aborde le comportement du sol face à l'excavation, les méthodes de calcul des tassements, ainsi qu'une revue critique des travaux antérieurs, afin d'identifier les limites des approches existantes et les perspectives d'amélioration.

## **1.2 Analyse des mécanismes de déformations causés par le creusement des tunnels**

### **1.2.1 Généralités**

La compréhension des réponses sur le plan mécanique du massif encaissant causées par le creusement des tunnels est un besoin impérieux dans un premier temps.

Les préjudices engendrés par de telles constructions sont délicats et peuvent être néfastes sur l'ouvrage lui-même ainsi que sur les structures avoisinantes (tunnels, fondations, structures en surface...ect.).

D'un point de vue mécanique, les tassements en surface ocurrent suite à un double mécanisme d'interaction sol-structure. Laver & al. (2017) proposèrent un phasage des étapes engendrant les tassements, ils sont alors le résultat des interactions entre le massif encaissant et le tunnel construit d'une part, et l'interaction entre le massif perturbé par le creusement et le tissu urbain environnant d'une autre part.

### **1.2.2 Réponse du terrain au creusement d'un seul tunnel**

Afin d'étudier les effets du creusement de tunnels jumelés, il est souhaitable d'identifier d'abord les facteurs contribuant au tassement des tunnels seuls. Mair & Taylor (1997) ont résumé les principales sources de tassements induits par le creusement des tunnels en une accumulation de mouvements du sol, notamment la déformation du sol et ses venues vers le front du tunnel, le mouvement radial du sol vers le bouclier.

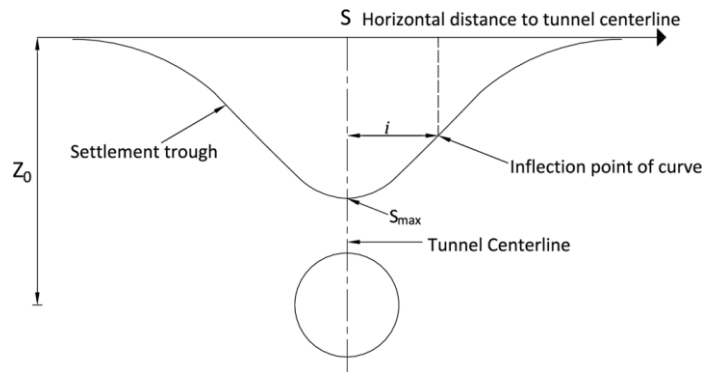
Nous soulignons que Martos (1958) fut le premier à observer que la forme de la cuvette de tassement superficielle au-dessus des excavations minières pouvait être représentée par une courbe gaussienne.

Quelques années après, Peck (1969) étudia les données de tassement superficielles d'un grand nombre de tunnels et a proposé la courbe gaussienne illustrée à la figure (1.1) pour décrire l'allure de la cuvette de tassement du sol d'un seul tunnel.

Cette forme gaussienne a ensuite été vérifiée par Fujita (1989) et New et O'Reilly (1991), entre autres. La forme de la cuvette de tassement peut être décrite par l'équation suivante :

$$S(x) = S_{max} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \quad (1.1)$$

Le point d'inflexion de la cuvette (i) et le tassement maximal ( $S_{max}$ ) pour les cuvettes de tassements sont montrés sur la figure 1.1.



**Figure 1.1** Courbe gaussienne décrivant la cuvette de tassement (Islam & Iskander, 2021)

Les déplacements peuvent être décomposés à leur tour à plusieurs étapes illustrées dans la figure (1.2) proposée par Magnan & Serratrice (2002) :

- Les déplacements d'extrusion du terrain vers le front de taille
- La convergence du terrain à l'axe du tunnel qui se caractérise par un tassement en surface, une convergence et des soulèvements du radier.

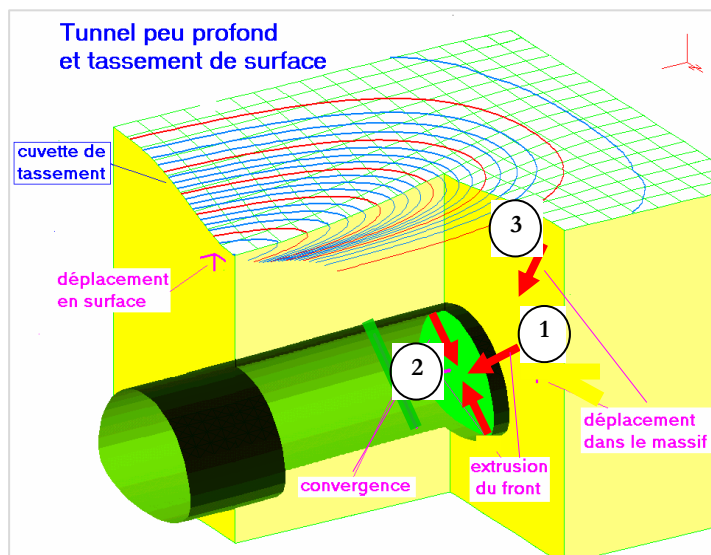


Figure 1.2 Réponse du massif au creusement en 3D (Magnan & Serratrice , 2002)

Dans le même contexte, la figure (1.3) proposée par Bernat (1996) et qui résume les étapes du creusement des tunnels à l'aide du tunnelier pressurisé en fonction des résultats engendrés, Nous distinguons 5 étapes :

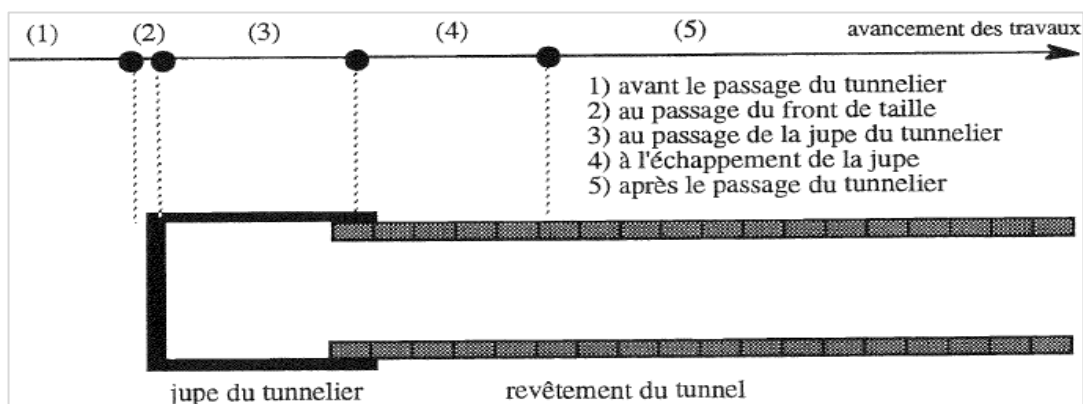


Figure 1.3 Décomposition du creusement des tunnels avec Tunnelier pressurisé (Bernat, 1996)

La première étape correspond à une zone non encore affectée par le creusement : les déformations au niveau de cette zone sont directement affectées par la qualité du revêtement mis en place et la stabilisation du front de taille, les tassements au niveau de cette zone n'ont jamais dépassé les 2mm. (ElJirari, 2021)

La seconde étape correspond au passage du front de taille. Cette étape est souvent caractérisée par la convergence et venues d'une quantité importante du sol vers les parois de la zone excavée. La nature du sol entre en considération dans cette étape car elle influencera aussi le mécanisme de rupture s'y manifestant.

Dans le cas des sols argileux, le passage du front de taille engendre généralement un mécanisme de rupture étendu, attribuable à la cohésion élevée de ce type de sol. En revanche, dans les sols pulvérulents, la stabilité du front est théoriquement inexistante, rendant la rupture inévitable. Toutefois, des observations issues de différents chantiers ont parfois révélé un comportement inverse. Shen & al. (2016) ainsi que Soga & al. (2017) affirment l'existence d'une stabilité transitoire, attribuée à une cohésion modeste induite par le creusement en périphérie. Dans ce contexte, le mécanisme de rupture observé présente une extension plus limitée que celle typiquement associée aux sols cohérents.

Lors du passage du tunnelier (TBM), une convergence du terrain se produit autour de la machine, entraînant des tassements en surface. Par ailleurs, les dimensions et la géométrie du tunnelier influencent également ce phénomène. En particulier, la forme conique de l'appareil, ainsi que le diamètre de la jupe arrière, plus réduit que celui de la tête, favorisent une convergence radiale du terrain vers la zone excavée.

La phase finale correspond à l'étape postérieure au passage complet du tunnelier, incluant le désengagement de la jupe. Cette phase est marquée par des déformations à long terme du massif, lesquelles dépendent principalement de deux paramètres :

- La consolidation du sol autour de la zone excavée et du coulis injecté dans l'espace annulaire. Ce phénomène engendre des tassements différés en surface, liés au réajustement progressif des contraintes dans le sol.
- La déformation du revêtement, soumise à un moment d'ovalisation, provoque une modification de sa géométrie. Cette déformation se traduit par une redistribution des contraintes et induit une diffusion des déformations dans le massif environnant, principalement selon la direction verticale.

### **1.2.3 Effet du creusement de deux tunnels sur le massif encaissant**

Les tassements engendrés par le creusement d'un tunnel unique sont généralement bien représentés par une distribution gaussienne, comme mentionné au paragraphe 1.2.2. Cependant, lorsqu'il s'agit de deux tunnels disposés selon une configuration donnée, un modèle de tassement modifié s'avère nécessaire. Ce modèle est fondé sur une adaptation de la formule classique de Peck afin de prendre en compte les effets d'interaction entre les tunnels. La prédiction de l'impact du creusement d'un tunnel à proximité immédiate d'un autre constitue un enjeu majeur pour la conception des infrastructures souterraines, notamment en milieu urbain. Les travaux récents menés sur cette problématique ont pour objectif de démontrer la faisabilité de tels projets à travers des analyses rigoureuses et l'exploitation de nombreuses données recueillies sur différents chantiers, relatives aux tassements mesurés en surface.

Dans certains contextes spécifiques, notamment dans les zones urbaines fortement densifiées, la construction de tunnels de grande section peut entraîner des déformations significatives aussi bien à la surface qu'en profondeur. Afin de limiter ces risques, la solution consistant à recourir à des tunnels jumelés (ou bi-tubes) est de plus en plus adoptée. Les recherches menées par les ingénieurs et les scientifiques ont permis de mettre en évidence des interactions complexes entre les tunnels eux-mêmes et le sol environnant. Ces interactions rendent l'analyse du comportement du système sol-structure particulièrement délicate. Il est donc primordial de bien évaluer ces effets dès la phase de conception du projet. À ce titre, l'élaboration de méthodes simplifiées permettant d'intégrer ces interactions constitue un outil précieux d'aide à la décision, notamment lors des premières phases d'étude.

Par ailleurs, l'étude des conséquences de ces interactions sur les structures situées en surface revêt une importance cruciale, dans la mesure où elle conditionne la stabilité et la sécurité de l'environnement bâti. Le chevauchement des zones d'influence résultant de l'interaction entre deux tunnels dépend en grande partie de la nature de la relation tunnel-tunnel. Plusieurs auteurs, que nous citerons plus loin, ont conduit des travaux à l'aide de diverses approches analytiques ou numériques. Leurs résultats ont mis en évidence que le creusement d'un second tunnel à proximité d'un ouvrage existant modifie de manière significative le comportement géotechnique global du système, nécessitant ainsi une prise en compte spécifique dans les modèles de prédiction.

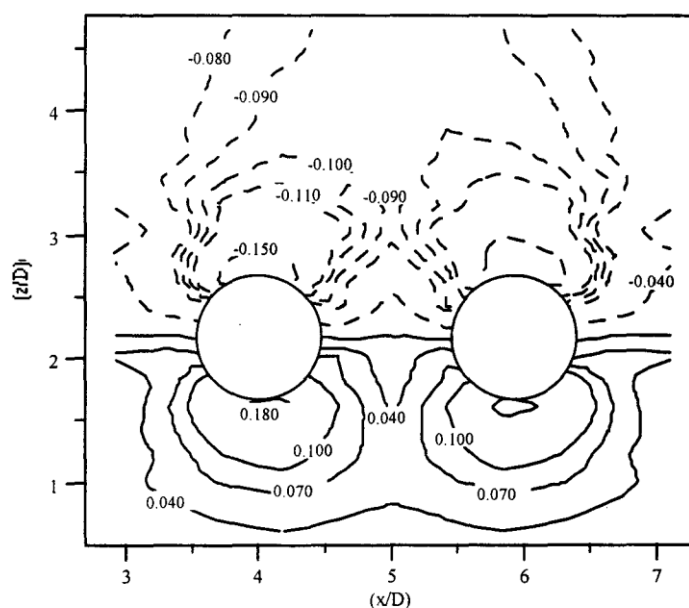
En effet, l'excavation du second tunnel génère inévitablement des déplacements supplémentaires, qui s'ajoutent à ceux induits par le creusement initial du premier, provoquant ainsi une distorsion de ce dernier, perceptible notamment à travers une modification de ses diamètres vertical et horizontal.

Lorsque les deux tunnels sont revêtus immédiatement après leur excavation, on observe généralement un soulèvement de la clé de voûte du tunnel. En revanche, dans le cas où le premier tunnel est déjà revêtu avant que le second ne soit creusé sans revêtement immédiat, une convergence du sol est souvent enregistrée dans la zone intermédiaire, ce qui rend cette configuration particulièrement défavorable pour la stabilité globale de l'ouvrage (Mroueh, 1998).

Deux principales stratégies de creusement peuvent être envisagées dans les projets de tunnels jumelés : le creusement simultané et le creusement successif. Dans le cas du creusement simultané, les deux tubes sont excavés en parallèle, permettant une répartition plus homogène des déformations dans le massif environnant et une réduction significative des effets d'interaction différée. À l'inverse, le creusement successif, qui implique l'excavation du second tunnel après celle du premier, engendre des perturbations plus marquées du champ de contraintes initial, dans la mesure où le sol a déjà été fragilisé par le premier creusement. Cette méthode peut ainsi affecter l'intégrité du premier tunnel, notamment en fonction de la stratégie de revêtement adoptée.

Le choix entre ces deux approches dépend généralement de plusieurs paramètres, parmi lesquels la nature du sol, la densité urbaine en surface, les contraintes liées au calendrier de réalisation, ou encore les ressources techniques mobilisables. Le creusement simultané est en général privilégié dans le cadre de projets planifiés de manière intégrée, tandis que le creusement successif s'impose lorsqu'un tunnel existant doit être doublé ou lorsque les phases de travaux sont délibérément étalées dans le temps.

Les travaux de Mroueh (1998) ont confirmé ces observations à travers l'analyse de courbes d'iso-déplacements, montrant que l'excavation du second tunnel perturbe considérablement le champ de déplacement initial, avec une concentration accrue des mouvements dans la zone intermédiaire. Par ailleurs, ces études ont mis en évidence que les tassements en surface tendent à s'intensifier à mesure que l'on se rapproche du niveau du terrain naturel (voir figure 1.4).



**Figure 1.4** Interaction tunnel- tunnel: Iso-valeurs du déplacement vertical dans la section transversale (Mroueh, 1998)

Un autre cas de figure se présente lorsque l'excavation du second tunnel est réalisée par incréments (sachant que le premier tunnel a été réalisé en entier). Ce mode de creusement permet de mieux maîtriser les déformations, en adaptant les mesures de soutien au fur et à mesure de l'avancement. Toutefois, cette méthode peut entraîner des cuvettes de tassement légèrement étendues vers le centre du second tunnel, avec une concentration des déplacements observée au droit du centre des deux tunnels, en arrière du front de taille.

En outre, lorsque le creusement est simultané, avec un avancement parallèle des deux fronts de taille, le massif est affecté de façon plus significative que dans le phasage successif.

Do & al. (2014) précisent que les tassements en surface dans les terrains meubles sont influencés par la distance entre les deux fronts de taille, quel que soit le phasage adopté. Dans les deux cas, les cuvettes de tassement sont généralement profondes et présentent une allure symétrique.

En revanche, lorsque l'on procède à l'excavation d'un nouveau tunnel dans un massif déjà perturbé par une première excavation, les cuvettes de tassement observées sont moins profondes, mais présentent une largeur plus importante. Ce comportement est probablement lié à la variation de la rigidité du sol induite par le premier creusement.

En conclusion, il a été noté que le déplacement du premier tunnel dépend essentiellement de l'altération qu'il a induite dans le sol, et de la manière dont cette dernière influence l'excavation

du second tunnel. De plus, les déplacements en surface induits par le creusement du second tunnel peuvent dépasser ceux générés par un tunnel unique, en raison des contraintes résiduelles accumulées dans le massif entre les deux excavations.

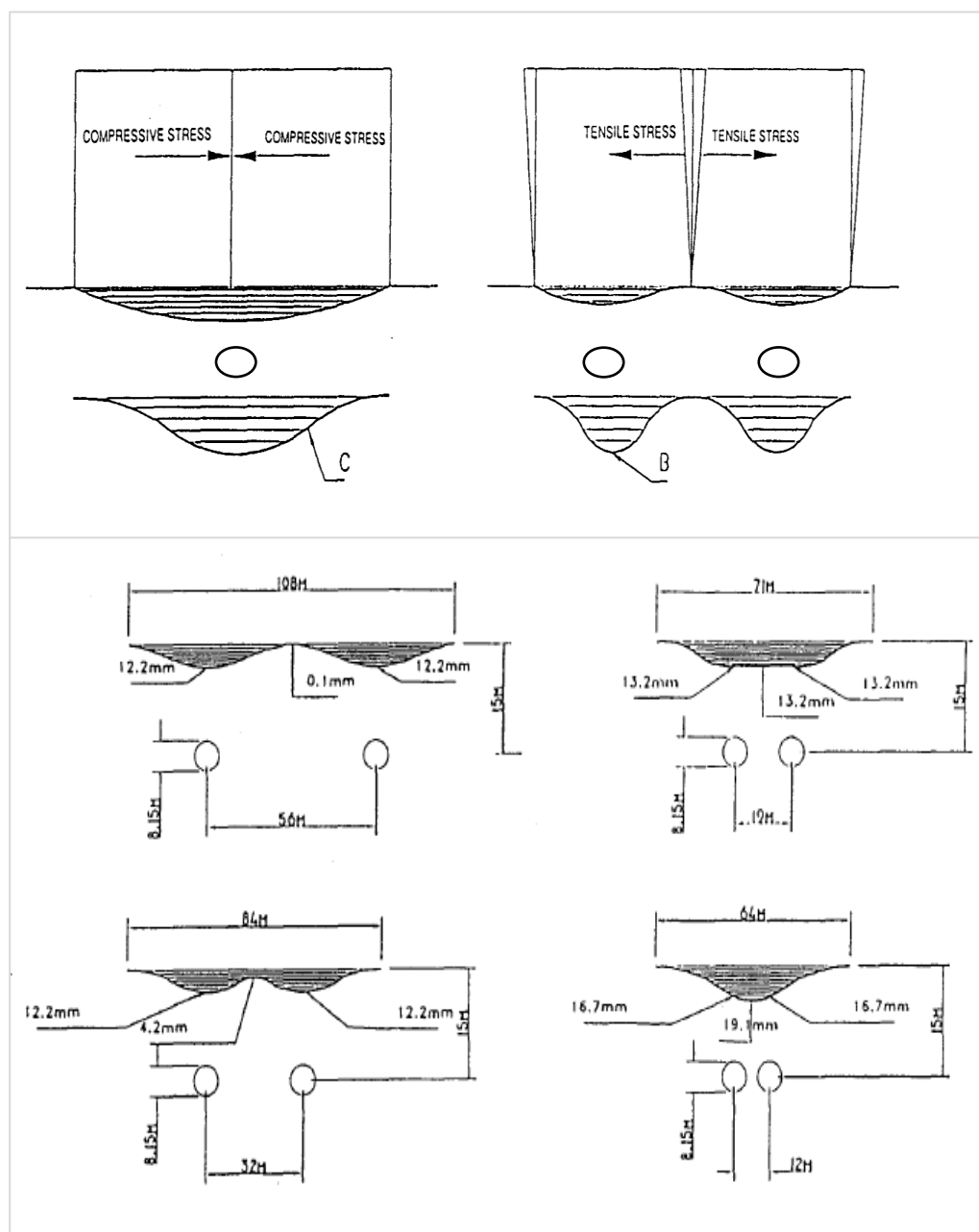
#### **1.2.4 Réalisation de tunnels jumelés en milieu urbain**

Parfois, il s'avère, en zone urbaine, indispensable de réaliser des constructions souterraines de grandes dimensions à de faibles profondeurs, ceci pose des problèmes assez complexes, particulièrement à cause des risques élevés de tassements en surface et des déplacements en profondeur.

De ce fait, la réalisation de deux tunnels au lieu d'un grand tunnel avec un diamètre plus important peut s'avérer plus bénéfique. Cependant, on peut être forcé de construire ces tunnels à des distances très rapprochées à cause de la densité des infrastructures déjà existantes. Ce qui induira à des problèmes d'interaction tunnel- tunnel ou même tunnel- tunnel- ouvrages existants (Mroueh, 1998).

Hemerrijckx & Weidener (1995) cités par Islam & Iskander (2021) proposent une étude expérimentale portant sur l'effet de la distance entre les tunnels sur les cuvettes en surface. Ces cuvettes peuvent se présenter généralement selon deux allures ; soit elles sont de grandeur maximale au-dessus du centre de la distance entre les axes des deux tunnels (cette allure engendrera des efforts de compression sur la structure en surface) soit elles sont traduites par des tassements ayant des valeurs maximales au droit des centres des tunnels qui ont tendance à décroître au-dessus du centre de la distance séparant les deux tunnels.

Ce phénomène a été observé lorsque les tunnels ne sont pas creusés de façon simultanée, provoquant des contraintes de traction dans le bâtiment. Ces constatations rendent donc nécessaire des modélisations (figure 1.5).



**Figure 1.5** Interaction tunnel - tunnel : Cuvettes de tassement observées en surface (Hemmerijckx et Weidener 1995 cité par Mroueh, 1998)

(a) Cuvette de tassement suivant l'espacement des tunnels. (b) Effet sur des structures en surface

La construction de deux tunnels dans des environnements urbains présente un défi majeur, principalement en raison de deux facteurs. D'une part, les faibles caractéristiques mécaniques du sol, notamment une couverture insuffisante, affectent particulièrement la stabilité du terrain, en particulier au niveau du front de taille et des ouvrages voisins. D'autre part, la nature souvent hétérogène du terrain ajoute une complexité supplémentaire. Les interactions entre les tunnels et les différents ouvrages, qu'ils soient en surface ou en profondeur, rendent

la réalisation de tels projets délicate et complexe, rendant essentiel l'estimation des tassements générés par le creusement. Lors d'un creusement simultané de plusieurs tunnels, il est recommandé de commencer par creuser les tunnels les plus profonds. Les mouvements au niveau d'une section transversale entraînent généralement une augmentation des tassements (Islam & Iskander, 2021).

### **1.3. Tassements en surface- Provenance et estimations**

Les tassements en surface générés par le creusement des tunnels ont fait l'objet de nombreuses études, à commencer par les observations in situ de Peck (1969). Ces recherches se sont principalement concentrées sur les déformations de surface. Bien que ces premières études aient été limitées à l'observation des déformations sur le terrain, elles ont ouvert la voie à l'utilisation de nouvelles méthodes, telles que les approches analytiques, les modélisations physiques, et plus récemment, les simulations numériques.

Dans le cas du creusement de deux tunnels, il est essentiel d'identifier d'abord les facteurs contribuant aux tassements générés par le creusement de tunnels individuels. Gattinoni & Scesi (2017) résumant les principales sources de tassements induits par le creusement d'un tunnel au bouclier, à savoir :

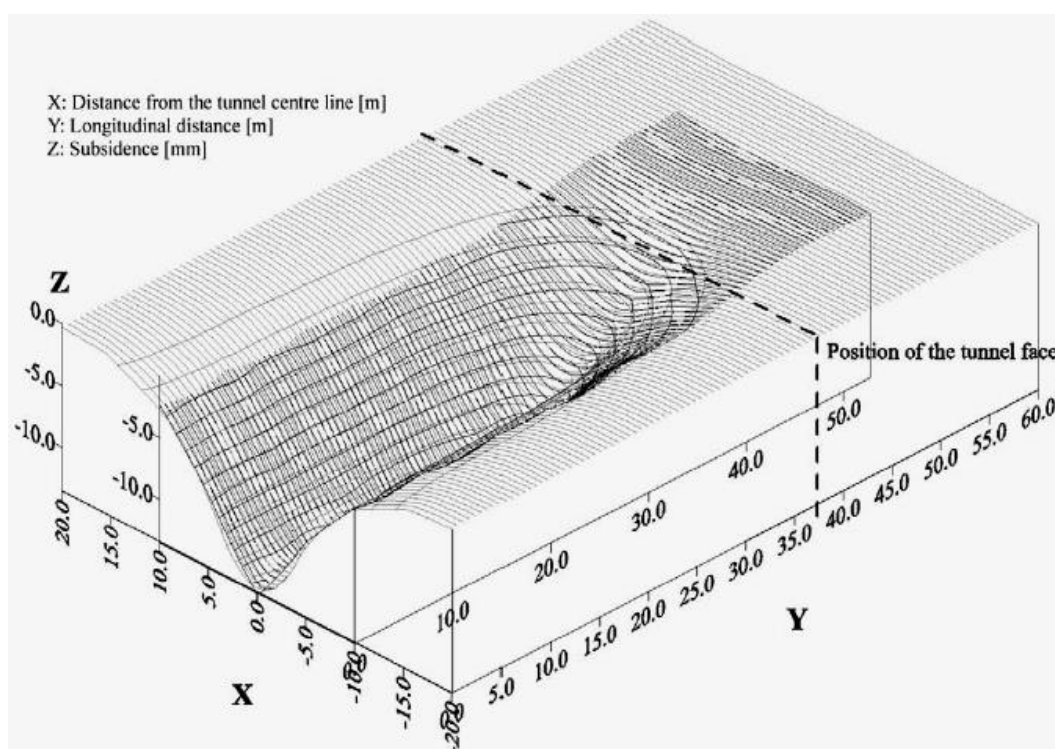
- Les venues du sol vers le front de taille.
- Les mouvements radiaux du sol vers le bouclier.
- Le mouvement radial du sol dans le vide de la queue.
- La déformation du revêtement.
- La consolidation des sols autour des cavités.

Comme discuté précédemment, les tassements en surface résultent d'une interaction complexe entre l'ouvrage, le massif et les structures environnantes. Lors de la construction d'un tunnel peu profond, les déplacements induits dans le massif se propagent vers la surface, entraînant des tassements en surface.

Afin d'établir une relation entre les tassements en surface et les déplacements du massif, les études ont progressivement conduit à l'étude du phénomène de la perte de volume souterrain. Après le passage de la machine de creusement et l'extrusion du front, les dispositifs de creusement et de construction entrent en jeu. Les zones non soutenues, voire celles revêtues, subissent une convergence du terrain vers la zone excavée. Ce phénomène dépend

généralement de la contraction du revêtement lors de sa mise en place et de sa mise en service, ainsi que du gonflement au niveau de la zone du radier.

Ces phénomènes, qui prennent naissance autour de la zone excavée, se propagent dans le massif et atteignent la surface, avec une vitesse de propagation qui dépend de la configuration géométrique (diamètre du tunnel, épaisseur de sa couverture) et des propriétés géotechniques du massif, comme illustré dans la figure (1.6) proposée par Migliazza et al. (2009).



**Figure 1.6** Profil de la cuvette de tassement en configuration tridimensionnelle (Migliazza & al., (2009))

Les mouvements en surface sont engendrés par une accumulation de phénomènes causés et développés simultanément que le front avance dans le massif. Nous parlons alors du phénomène de perte de volume au niveau du front dû à la maniabilité de l'appareillage, la convergence du sol vers les parois latérales dues au vide causé par la non similarité des diamètres du tunnelier et celui de la jupe et pour finir la déformation du soutènement et le vide annulaire.

Mair & Taylor (1997) cités par El Houari (2015) étudièrent la relation entre les déformations provoquées dans le massif et le tassement induits en surface. Ils soulignèrent que l'origine des tassements en surface est un phénomène assez perplexe à étudier. La méthode du bouclier a

été associée à cette étude, les composants des déformations engendrées dans le massif seraient le résultat du : Mouvements vers le front, un mouvement radial vers le bouclier et le vide laissé pour le revêtement qui, à son tour, sera déformé donnant lieu à des mouvements radiaux autour de lui.

L'allure de la cuvette de tassement, son amplitude et son étendue étaient évaluées au biais de fonctions empiriques basées sur l'observation, ces facteurs dépendent de la géométrie de l'ouvrage et du type du sol.

### **1.3.1 Principe du tunnelier à front pressurisé**

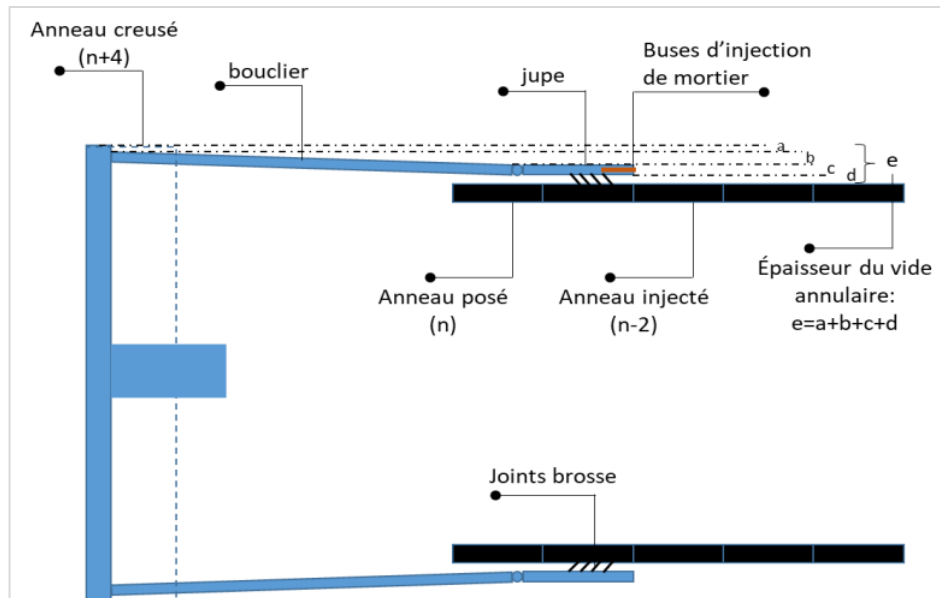
Dans les sols présentant de faibles caractéristiques mécaniques, l'utilisation du tunnelier pressurisé (TBM) est fortement recommandée. Cette technique a connu un essor et un développement importants au cours des dernières décennies, permettant de réaliser des travaux d'excavation à faible profondeur dans des environnements urbains.

En raison des contraintes géotechniques associées, le tunnelier pressurisé fonctionne de manière à garantir à la fois la stabilité du front de taille et des parois latérales. Les caractéristiques géomécaniques des terrains excavés, la présence d'une nappe aquifère et la proximité de la surface sont des facteurs qui exigent que le creusement soit effectué de manière à maintenir la stabilité de la zone excavée ainsi que des terrains avoisinants, ce qui fait du tunnelier pressurisé la solution la plus adaptée.

Le processus de creusement avec le tunnelier pressurisé se divise en deux phases distinctes :

- La première étape consiste à excaver une tranche complète du terrain. Ce creusement engendre inévitablement une modification du champ de contraintes du massif initialement stable, entraînant un déconfinement au front de taille. La particularité du tunnelier pressurisé réside dans son système de soutènement : la jupe métallique du bouclier assure un soutènement provisoire des parois latérales. Le déconfinement, partiel et tridimensionnel, est dû au vide annulaire créé par la forme conique de la jupe et à son diamètre inférieur à celui du tunnel excavé, ainsi qu'aux difficultés de manipulation. Cette étape se termine par l'application d'une pression au niveau du front de taille.
- La deuxième étape implique le rôle de soutien joué par le revêtement pour le tunnelier. Un contact direct entre l'anneau de revêtement et le terrain est établi, et le vide annulaire est comblé par l'injection de coulis. Bien que le vide généré par l'épaisseur de la jupe entraîne

un déconfinement partiel, il n'a pas d'effets indésirables sur l'ensemble de l'ouvrage. Ce processus est illustré dans la figure (1.7).



**Figure 1.7** Fonctionnement du Tunnelier (Eljirari, 2021)

Il existe deux grandes classes de tunneliers se distinguant par la nature de leur front : Les boucliers à front ouvert ou libre et les boucliers à front pressurisé (fermés). Les boucliers à front ouvert ne disposent pas d'un système de stabilisation au front, ils sont généralement utilisés dans les terrains présentant une cohésion relativement importante.

Les boucliers à front pressurisé sont utilisés pour les sols instables présentant une nature meuble et aquifère. Leur apport réside en l'application d'une pression au front permettant la stabilisation de la zone attaquée. Cette stabilisation peut être assurée soit par une pression mécanique : pression par air comprimé ou benthonique ou par une pression du terrain lui-même. Cette pressurisation permet donc d'éviter des tassements inadmissibles en surface et s'avère efficace surtout en zone urbaine.

Dans le cas d'un bouclier à front ouvert, la pressurisation ne dépasse pas les contraintes du sol encaissant, la pression au front fait que le massif converge vers le front. Ces venues de sol sont engendrées par la décompression du massif, cette perte de volume fait que les déformations en surface auront pour allure une cuvette de tassement. Dans les terrains peu résistants, une rupture est envisageable si le front de taille demeure non soutenu.

Par contre, et pour le cas d'un bouclier à pression au front, l'utilisation de cette méthode moyennant des sollicitations à des grandeurs excédant les contraintes préalables in situ, cette force aura pour effet de dégager le sol dans le sens des travaux d'excavation. Ce phénomène se manifeste dans les projets de tunnels à faibles profondeurs dans des sols meubles induisant des refoulements en surface dans la zone non touchée par le creusement. Ces déformations sont provoquées par la propagation rapide des déplacements dans le massif.

Les résultats observés sur chantier, et d'après plusieurs mesures in-situ, ont montré que les tassements en surface ne reflètent qu'une partie des déplacements verticaux engendrés par le creusement. Le phénomène du décalage temporel, ou autrement dit d'amortissement, se manifeste par un retard entre les tassements en surface et les mouvements en profondeur (El Houari, 2015).

Bien que le tunnelier à front pressurisé soit largement utilisé pour le creusement en milieu meuble et peu profond, son emploi devient moins pertinent dans les terrains plus cohérents, notamment en raison de son coût élevé.

Dans ces conditions, des méthodes alternatives comme la méthode autrichienne (NATM : New Austrian Tunneling Method) peuvent être envisagées. Celle-ci repose sur le principe du confinement du front et la mise en place rapide de soutènements. Elle est souvent combinée à des techniques de pré-soutènement, visant à renforcer la zone périphérique avant l'excavation, afin d'assurer la stabilité du creusement.

### **1.3.2 Déplacements causés par le creusement de tunnels**

Le contexte urbain, la présence d'infrastructures en surface, la faible profondeur d'enfouissement et la nature meuble du massif encaissant génèrent de nombreuses contraintes lors des travaux d'excavation.

Les déplacements induits dans le sol doivent rester dans des limites admissibles. Ainsi, les ingénieurs doivent s'appuyer sur des outils de prévision intégrant les différentes phases de construction, en cohérence avec la méthode de creusement utilisée.

Lorsque les conditions géométriques ou géotechniques engendrent des déformations qui dépassent les seuils acceptables, des mesures correctives doivent être envisagées pour prévenir les désordres potentiels et limiter les impacts sur l'environnement avoisinant.

Les sollicitations engendrées autour des tunnels ont un caractère dynamique : elles se propagent progressivement dans le massif au fil du temps, générant différents types de déplacements dans le sol, notamment des mouvements horizontaux, radiaux et en section transversale.

Les déplacements du sol induits par le creusement de tunnels peuvent être surveillés à l'aide d'inclinomètres et de tassomètres. Les mouvements horizontaux se manifestent principalement dans deux directions :

- Longitudinale : parallèle à l'axe de creusement. Les mesures inclinométriques indiquent que les couches de sol situées en aval du front de taille tendent à se déplacer vers l'intérieur de la galerie, pénétrant par le front d'attaque. De plus, le sol au niveau du radier est entraîné vers l'avant lors du passage du tunnelier.
- Transversale : perpendiculaire au tracé du tunnel. Dans les sols meubles, les données montrent que le terrain converge généralement vers les flancs du tunnel (les reins) et subit un refoulement vers l'extérieur au niveau de la clé de voûte.

Ces observations sont corroborées par des études expérimentales et numériques, notamment celles de Dolzhenko (2002), qui a analysé les déplacements du sol autour des tunnels en utilisant des modèles réduits et des simulations numériques.

Les mouvements horizontaux se divisent en trois composantes selon le processus d'excavation : Avant le passage du front, après le passage du front et la phase de bétonnage du tunnel. Ces mouvements sont en général la cause d'efforts normaux de compression et sont d'une allure asymétrique.

- Avant le passage du front : les déplacements sont faibles, une déformation latérale peut être aperçue vers l'extérieur de la zone excavée. Tandis que les déplacements au niveau de la zone au-dessous du tunnel sont nuls.
- Après le passage du front : Des déplacements s'initiant du front se propagent dans le massif, ces mouvements étudiés dans les travaux de Chapeau (1987), étaient de l'ordre de 8mm dans la coupe transversale au niveau du tunnel et de 4 mm dans la coupe longitudinale vers l'avant.
- Après le bétonnage du tunnel : Les mouvements seront toujours orientés vers l'extérieur et l'avant du tunnel, l'opération du bétonnage applique en quelque sorte une compression au terrain périphérique.

Les mouvements verticaux à la fin des travaux engendrent une décompression qui reflète les tassements en surface comme montré sur la figure (1.8) présentée par Leblais & al., (1995).

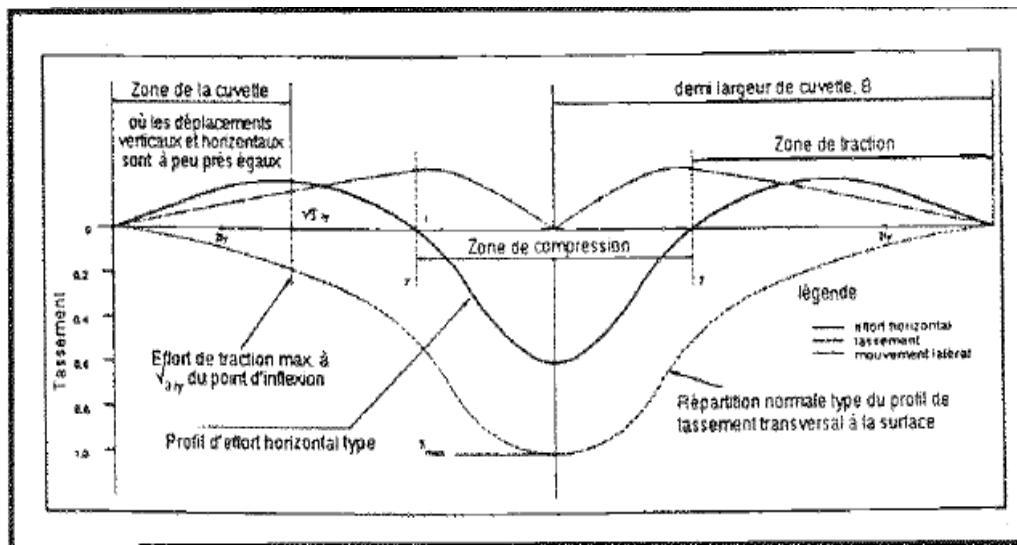


Figure 1.8 Mouvements horizontaux et verticaux (Leblais et al.1995)

Les travaux de Mair & Taylor (1997), Kaçar (2007), Vermeer & Moller (2008) expliquent que les mouvements composants les déformations associés à la méthode du tunnelier à front pressurisé sont divisés en (Figure 1.9):

1. Mouvement vers le front.
2. Mouvements radiaux vers le bouclier et le vide de la queue.
3. Mouvement radial vers le revêtement.

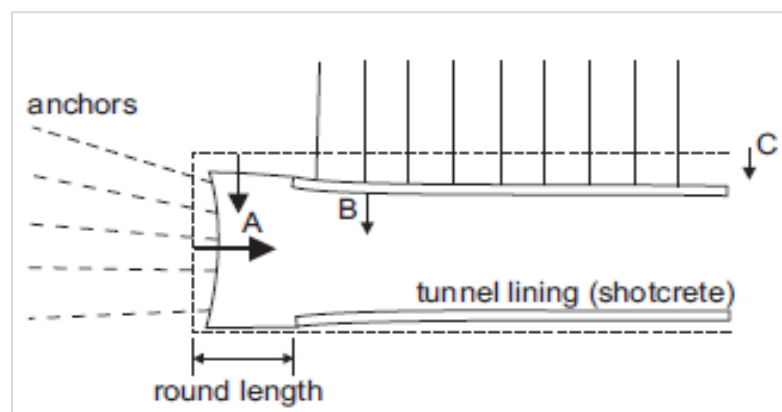


Figure 1.9 Composantes des Mouvements causés par la méthode NATM (Vermeer et Moller, 2008)

### **1.3.3 Interaction entre les tunnels et les structures en surface**

Les recommandations publiées par l'AFTES (Association Française des Travaux En Souterrain) stipulent que, selon la technique du creusement utilisée pour réaliser un ouvrage géotechnique, des déplacements seront initiés à partir de la périphérie de la zone excavée jusqu'en surface.

Ces déplacements ayant une amplitude, extension et vitesse de propagation, causeront des dégâts sur l'ensemble des ouvrages mitoyens.

L'alignement et le positionnement des tunnels et les cuvettes de tassement y résultant sont une source d'efforts supplémentaires aux structures.

Mroueh (1998) cite des travaux de Potts et Addenbrooke (1996) ; Cording (1989) qui proposent des études basées sur des critères de déformations suivant des calculs bidimensionnels non linéaires par éléments finis. Ces travaux ont permis de définir des coefficients pondérateurs à appliquer aux tassements et déplacements en surface en fonction de la rigidité flexionnelle des structures (Figure 1.10).

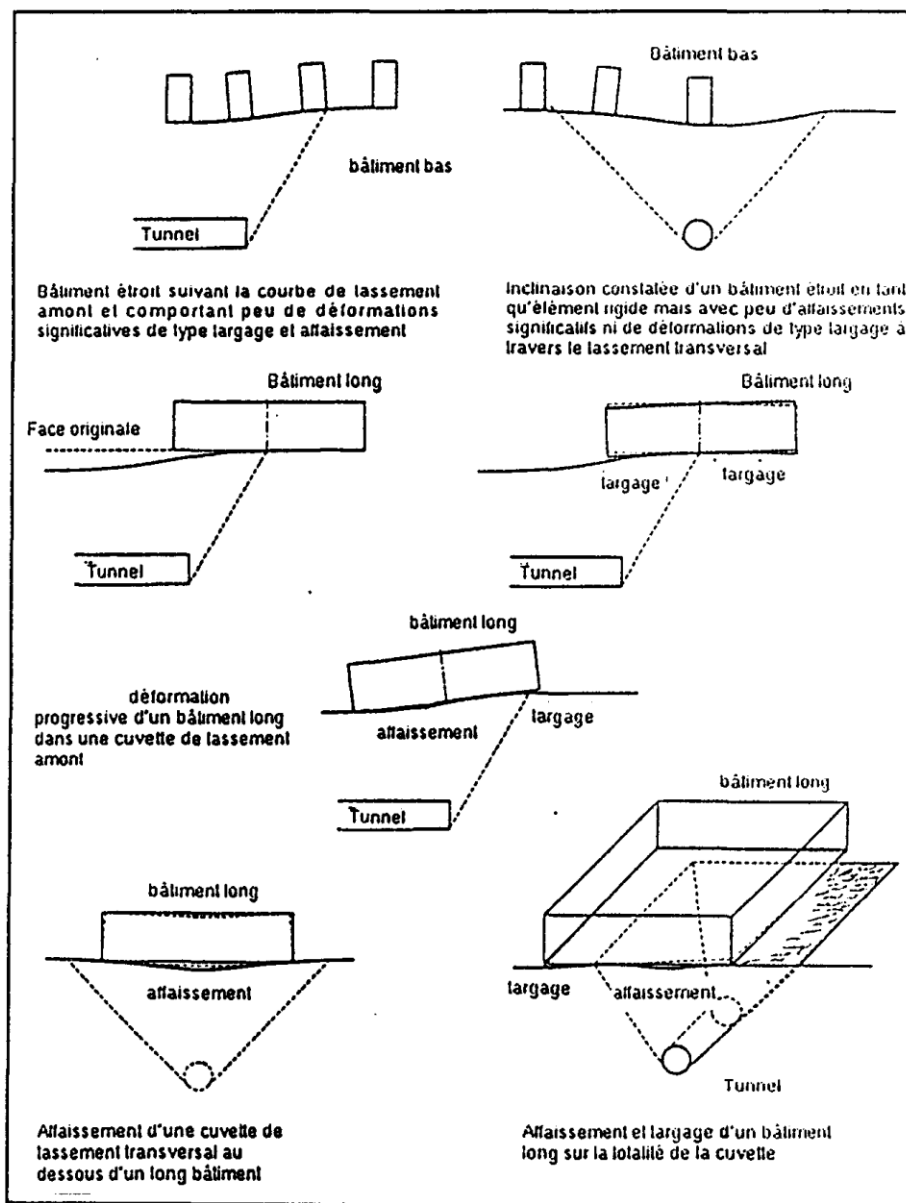


Figure 1.10 Interaction tunnels-structures (AFTES, 1995)

Ces même travaux proposent, aussi, une relation entre le critère de dommages ( $\epsilon_{crit}$ ) causés aux structures et la pente moyenne des cuvettes de tassement (Tableau 1.1).

**Tableau 1.1** Relation entre les déformations de la construction et les mouvements de terrain (AFTES, 1995)

Construction	Faible élancement (hauteur inférieure à la longueur)	Fort élancement (hauteur supérieure à la longueur)
Située au voisinage de l'axe du tunnel (dans la zone de compression)	$\epsilon_{crit} = 1/3 \beta_{moy}$	$\epsilon_{crit} = 1/2 \beta_{moy}$
Située au voisinage de l'axe du tunnel (dans la zone d'extension)	$\epsilon_{crit} = \beta_{moy}$	$\epsilon_{crit} = 2/3 \beta_{moy}$

L'impact des mouvements du sol induits par le creusement de tunnels sur les tassements en surface, dans le cas de terrains vierges (*greenfield*), a été largement étudié à partir de données recueillies sur de nombreux sites.

En revanche, les informations concernant la réponse des bâtiments face à ces tunnels, ainsi que leur interaction avec la cuvette de tassement, sont beaucoup plus difficiles à obtenir. Cela s'explique par la diversité des configurations possibles en termes de matériaux de construction, de formes structurelles (notamment les types de fondations), de géométrie et de positionnement par rapport au tunnel. Un grand nombre de cas réels seraient donc nécessaires pour mener une étude empirique fiable sur ce sujet.

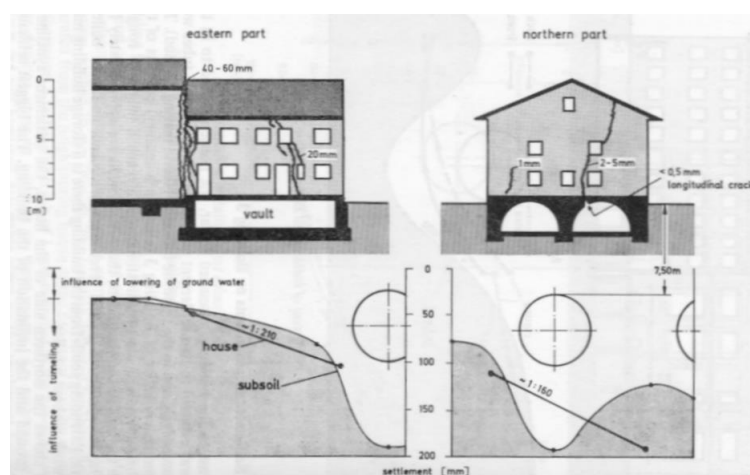
En pratique, l'obtention de données concernant le comportement des bâtiments face au creusement de tunnels est un exercice complexe.

Les propriétaires des bâtiments tout comme les ingénieurs en charge des tunnels préfèrent, idéalement, qu'aucun mouvement ne soit induit par les travaux. Ainsi, le tracé des tunnels est souvent conçu de manière à éviter autant que possible les structures sensibles.

Dans certains cas, des mesures de protection sont mises en œuvre, rendant rares les exemples de projets sans intervention particulière. De plus, la publication de données relatives à des ouvrages sensibles est parfois soumise à des restrictions, ce qui limite davantage l'accès à l'information. (Bloodworth, 2002).

Les bâtiments situés à proximité des travaux de creusement peuvent interagir de manière complexe avec les mouvements du sol induits. Dans certains cas, des tassements importants (jusqu'à 150 mm) ont été observés, entraînant des dommages structurels significatifs. La rigidité locale de certaines parties de l'ouvrage, comme un sous-sol massif ou des fondations profondes, peut limiter les déformations, mais ne suffit pas toujours à prévenir l'apparition de fissures. Des fissures verticales traversant plusieurs niveaux peuvent apparaître, en particulier dans les zones de flexion négative de la cuvette de tassement, là où des contraintes de traction horizontale s'exercent.

Les variations de rigidité au sein de la structure accentuent ces phénomènes, générant des fissures plus importantes mais moins nombreuses. Lorsque le rapport couverture/diamètre est faible et que les tassements sont importants, le risque de développement d'un mécanisme de rupture dans le sol devient significatif, comme l'a mis en évidence Liu (1997).



**Figure 1.11** Interaction building tunnel (Bloodworth, 2002)

Des projets récents, tels que le Grand Paris Express, ont permis de documenter ces interactions grâce à des expérimentations in situ et des modélisations numériques avancées (Mohamad, 2022). Ces études soulignent l'importance de la modélisation tridimensionnelle pour évaluer les effets du creusement sur les structures existantes, notamment en ce qui concerne les tassements et les déplacements induits (Berthoz et al., 2020).

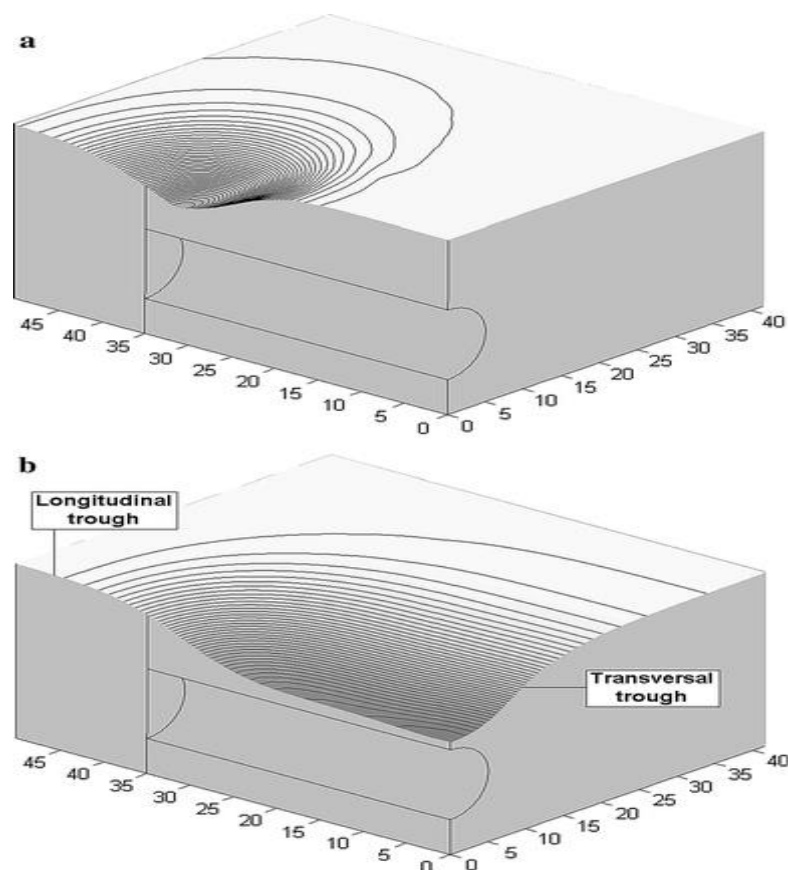
Ces études récentes, comme celles menées par Berthoz et al. (2020) ou dans le cadre du projet TULIP (2022), mettent en évidence l'importance de prendre en compte les interactions sol-structure, notamment en contexte urbain dense, afin de mieux anticiper les déformations et limiter les risques sur les bâtiments avoisinants.

### 1.3.4 Méthodes d'estimation des tassements en surface

Le creusement de tunnels entraîne inévitablement des tassements du sol. Le tassement du sol au-dessus d'un tunnel seul est bien décrit par la formule de Peck. Cependant, un nouveau modèle de tassement peut être proposé en étendant la formule de Peck au cas des tunnels jumelés alignés horizontalement étant une configuration de tunnels largement utilisée dans les projets de métro urbain. La faisabilité de ce nouveau modèle peut être démontrée par l'exploitation d'un grand nombre de données de tassement du sol lors d'un projet de tunnel de métro en Chine (Ling Ma et al., 2014).

Le creusement des tunnels est émanant de plusieurs perturbations à l'équilibre du sol encaissant provoquant ainsi des déformations, Le calcul des tassements concerne principalement les tunnels creusés à faibles profondeurs (El Houari, 2015).

Selon Moulon et al (2013), la description des cuvettes de tassement est purement tridimensionnelle et fait intervenir trois composantes : déplacement longitudinal, déplacement vertical et un déplacement transversal (figure 1.12).



**Figure 1.12** Forme de cuvette de tassement transversal et longitudinal en 3D (Moulon et al., 2013)

En site urbain, l'estimation des tassements n'est pas une tâche aisée car les tassements résultants peuvent affecter la stabilité des ouvrages.

Pour ce faire, il existe trois méthodes permettant de prédire les tassements : méthodes empiriques, méthodes analytiques et méthodes numériques.

#### **1.3.4.1 Méthodes empiriques**

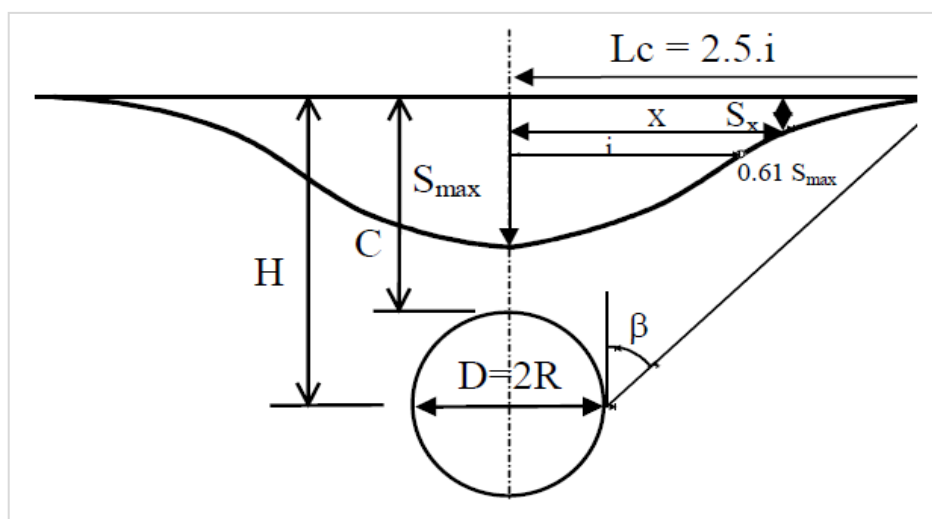
##### **a. Cas d'un seul tunnel**

L'approche empirique vise à estimer les tassements en surface du terrain excavé moyennant un nombre limité de paramètres, ce type d'approche se base sur la configuration géométrique et géotechnique du tunnel et le sol l'englobant. On tient compte alors de la dimension de la zone excavée, de la profondeur du tunnel et de la nature du sol et de son comportement, de la perte

de volume et du taux de convergence induit par le creusement et d'une éventuelle présence d'aquifère.

Dans la pratique de l'ingénierie, le tassement du sol est souvent décrit par des formules empiriques basées sur l'instrumentation in situ. On suppose généralement que la cuvette de surface peut être approximée par la courbe de Gauss (Peck, 1969).

La formule (1.1) proposée dans le paragraphe 1.2.2. Cette formule s'avère efficace à un certain degré si les paramètres réels du sol et du tunnel sont repris dans les approches théoriquement simplificatrices. Peck (1969) a proposé une étude portant sur une série de mesures de tassements en surface pour des tunnels construits à de faibles profondeurs, les sols encaissant les creusements étant plastiques et saturés. Les profils des cuvettes étaient décrits par une courbe gaussienne dont la formulation est illustrée sur la figure (1.13).



**Figure 1.13** Caractéristiques des cuvettes de tassements

### b. Cas de deux tunnels

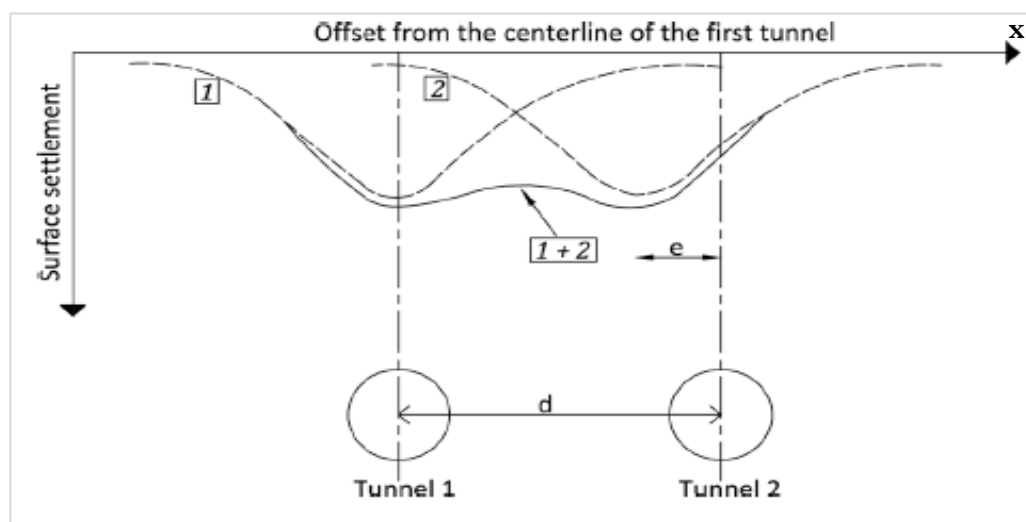
L'extension de la formule de Peck (1969) assignée uniquement au calcul des tassements causés par le creusement d'un seul tunnel fut et demeure une problématique assez enchevêtrée. Les approches prédictives et les observations sur divers chantiers en vue d'évaluer les tassements et les degrés d'interaction entre les tunnels sont des étapes importantes avant et lors des réalisations des tunnels.

La méthode de superposition étant une méthode simplifiée pour la prédiction des tassements en surface au-dessus de quelle conque configuration géométrique. Selon plusieurs chercheurs,

le creusement des tunnels provoque des tassements ayant des valeurs maximales au droit des centres des tunnels, la sommation des valeurs au niveau de chaque point des cuvettes de tassements causés par le creusement de chaque tunnel décrit la cuvette finale.

O'reilly & New(1982) proposent une formule pour le calcul des tassements en surface en ignorant les effets de l'interaction et de déchargement, cette approche demeure l'une des formules empiriques les plus répandues à nos jours dont les paramètres sont montrés sur la figure (1.14) et est donnée comme suit :

$$S(x) = S_{max} * \left( \exp \frac{-x^2}{2i^2} + \exp \frac{(x-d)^2}{2i^2} \right) \quad (1.2)$$



**Figure 1.14** Schématisation des tassements de deux tunnels  
(Méthode de O'reilly et New (1982))

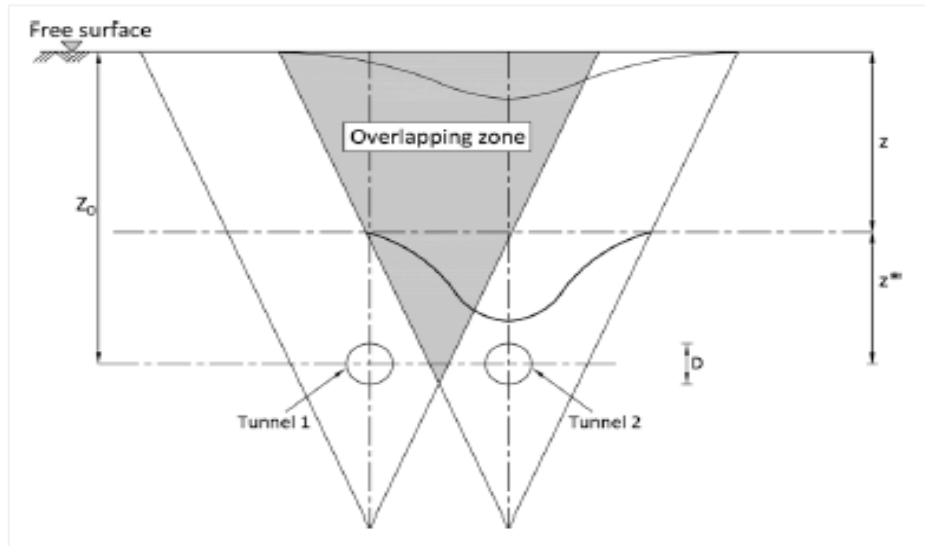
Avec:

d: la distance entre les tunnels; x: la distance entre le point calculé et le centre du tunnel creusé en premier.

Chapman & al., (2003) proposa une formule de prédiction des tassements provoqués par le creusement non simultané de deux tunnels, le principe de cette dernière est l'introduction d'un facteur de modification appelé F, ce facteur sera appliqué seulement aux tassements dans la zone d'influence (zone d'interaction) qui tend à décroître en profondeur puis additionné au tassement provoqué par le creusement du premier tunnel afin d'obtenir une cuvette de tassement finale. Le facteur F est donné comme suit :

$$F = \left( 1 + \left( M \left( 1 - \frac{d-x}{B.K_1.Z^*} \right) \right) \right) \cdot W_{max} \cdot \exp \left( - \frac{x^2}{2(K_2.Z^*)^2} \right) \quad (1.3)$$

Avec : B souvent égal à 3, M égal à 1, d : la distance séparant les tunnels, K est un paramètre de largeur (figure 1.15).



**Figure 1.15** Zones de chevauchements entre les zones d'influences  
(Chapman et al., 2003)

Pareillement, nous citons la méthode de Hunt (2005) qui propose aussi un facteur de modification, ce dernier sera multiplié par les tassements causés par la réalisation du premier tunnel au-dessus du second tunnel et est donné comme suit :

$$F = \left( 1 + \left( M \left( 1 - \frac{d+x}{B \cdot K_A \cdot Z^*} \right) \right) \right) \quad (1.4)$$

Le tassement final sera calculé comme suit :

$$S_2(x) = F \cdot S_1(x) \quad (1.5)$$

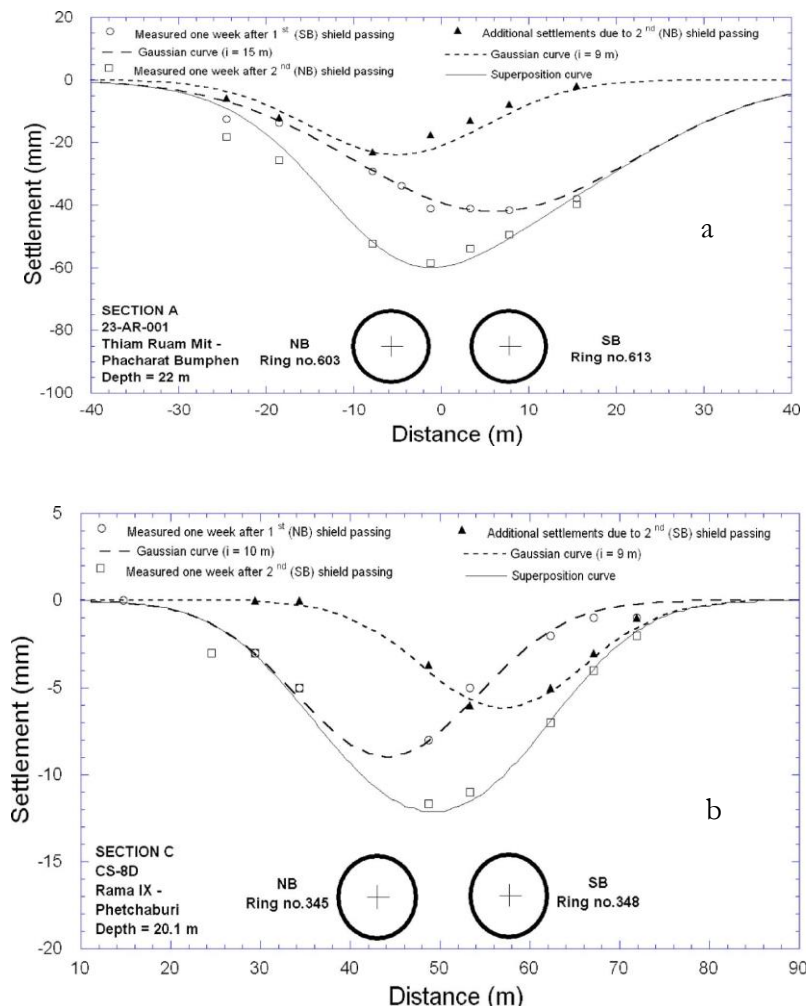
Suwansawat & Einstein (2007) ont montré que le tassement provoqué par le creusement d'un deuxième tunnel peut être calculé suivant la formule de Peck et que le tassement final serait le résultat d'une superposition des deux cuvettes et proposent une extension de la formule de Peck à un modèle avec deux tunnels.

Ces travaux se sont basés sur des confrontations des résultats trouvés sur le chantier du Metro de Bangkok en Thaïlande. Un projet de 20 Km de longueur composé de deux tunnels excavés simultanément dans un sol argileux. Les deux tunnels avaient pour diamètre 6.7m. La formule proposée est comme suit :

$$s_x = S_{max} \cdot \exp \frac{-(y-a)^2}{2i^2} \quad (1.6)$$

Avec :  $S_{max}$  : Tassement maximum,  $y$  : distance entre le centre de la cuvette et le point calculé,  $a$  : coefficient lié à la forme des cuvettes et au décalage,  $i$  : point d'inflexion.

Les résultats trouvés par cette formule présentent une similitude avec les résultats trouvés sur chantier dans quatre points différents. Nous montrons ces résultats dans la figure (1.16).

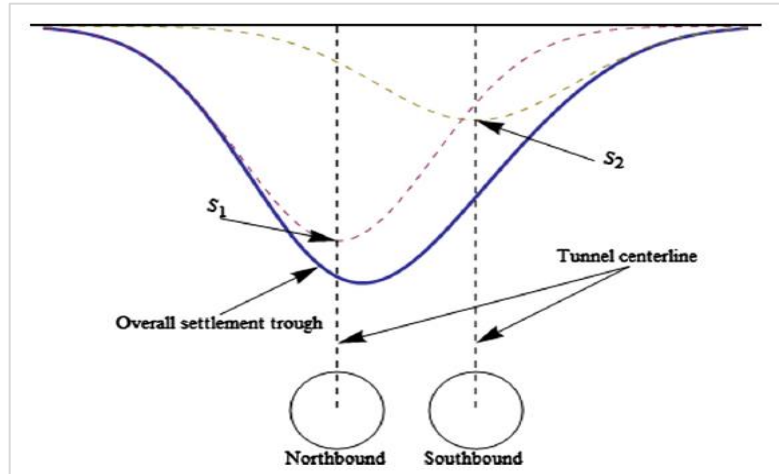


**Figure 1.16** Comparaison des cuvettes de tassements calculées analytiquement et observées sur chantiers (Suwansawat & Einstein (2007))

Yang et Wang (2011) ont proposé une méthode simplifiée de calcul du tassement stochastique pour calculer le tassement du sol causé par deux tunnels jumeaux, en superposant les tassements induits par deux tunnels identiques. Ils ont obtenu une cuvette de tassement symétrique par rapport au point médian entre les deux tunnels. Cependant, leur hypothèse de modèle est trop idéaliste et cette cuvette de tassement symétrique ne correspond pas à la réalité (Yoo et Kim, 2008). En effet, une cuvette de tassement asymétrique est fréquemment observée en ingénierie (Ercelebi et al., 2011 ; Mahmutoglu, 2011), car les deux tunnels ne sont

pas creusés simultanément, mais séquentiellement, et le tunnel suivant engendrerait un tassement du sol nettement plus important que le précédent (Chen et al., 2012).

Ling Ma & al., (2014) proposent une extension de la formule de Peck (1969) au modèle de deux tunnels, cette étude a traité le cas d'un comportement non linéaire du sol encaissant. Le modèle étudié est montré sur la figure (1.17).



**Figure 1.17** Cuvettes de tassement au-dessus des deux tunnels (Ling Ma & al., 2014).

L'auteur propose un double modèle gaussien pour décrire les cuvettes de tassements au-dessus des deux tunnels creusés simultanément. L'équation fut proposée sous la forme :

$$S(x) = S_{1max} \cdot \exp(a_1 \cdot x^2) + S_{2max} \cdot \exp(a_2(x - u)^2) \quad (1.7)$$

Avec :  $S_{1max}$  et  $S_{2max}$  : les tassements maximums des tunnels 1 et 2 respectivement,  $x$  : la distance horizontale entre le tunnel de gauche et le point calculé,  $a_1$  et  $a_2$  des paramètres de formes des cuvettes de tassements,  $u$  : la distance horizontale entre axes des deux tunnels.

Les résultats tirés de cette équation étaient en bon accord avec les mesures effectuées sur chantier du métro de Wuhan en Chine.

Zhong Zhou & al., (2021) proposent une formule permettant de calculer les tassements causés par le creusement de deux tunnels au biais d'un facteur de correction de perturbation qui peut être calculé en tout point ( $x$ ) et peut être calculé par la formule suivante :

$$\eta(x) = M \left( e^{\frac{-x^2}{2}} - 1 \right) + 1 + M \quad (1.8)$$

Où  $M$  est un facteur dépendant de la méthode de creusement utilisée; il est pris entre 0,6 et 1,5. Ce facteur de perturbation est égal à 1 lorsque le point calculé se situe en dehors de la zone d'influence des tunnels.

Les tassements résultant du creusement de deux tunnels sont alors calculés à l'aide de la formule suivante :

$$S_2(x) = \eta(x) \cdot S_1(x - d) \quad (1.9)$$

Avec  $d$  : la distance entre les axes des tunnels.

#### **1.3.4.2 Méthodes Analytiques**

Les méthodes analytiques traitent, comme son nom l'indique, la réponse du massif de façon analytique lors de l'excavation. Cette méthode permet d'étudier de manière paramétrique les facteurs influençant la réponse d'un sol à un creusement.

Les restrictions imposées pour cette méthode font que le tunnel soit de section circulaire sur un profil axé horizontalement, le tunnel doit être creusé à une profondeur importante dans un sol homogène et isotrope ayant un comportement linéaire élastique (Mohr-Coulomb).

Chapeau (1991) propose une formule pour estimer les tassements en surface, en tenant compte des limitations citées dans le paragraphe précédent. Cette formule n'est applicable qu'aux terrains ayant un coefficient de poisson entre 1/3 et 1/2 et un coefficient de poussée des terres au repos entre 1/2 et 1. Cette formule est donnée comme suit :

$$S = 2 \cdot \frac{\nu}{E} \cdot R^2 \quad (1.10)$$

Avec :  $\nu$  : coefficient de Poisson,  $R$  : rayon de l'excavation,  $E$  : module de Young.

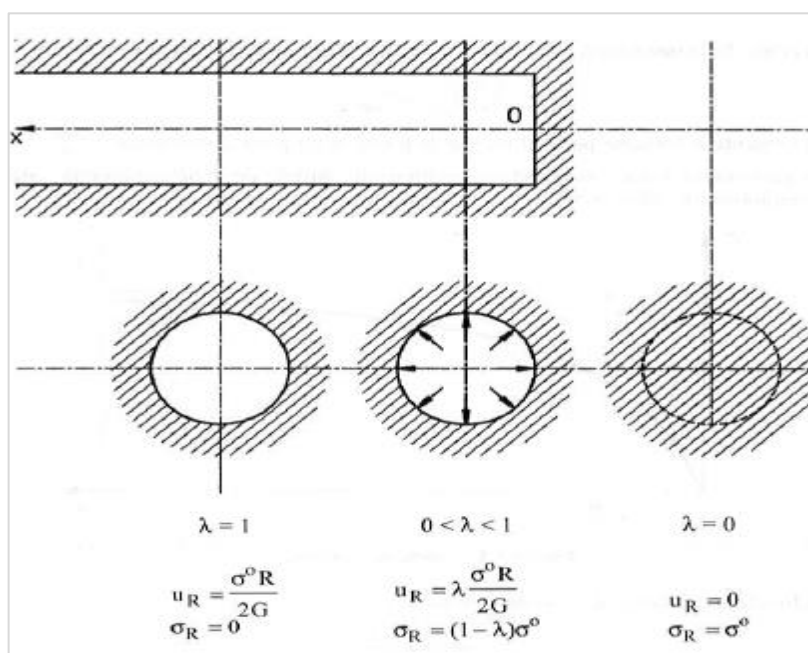
La méthode de Resendiz & Romo (1981) permet d'estimer les tassements en surface pour des tunnels peu et assez profonds. Cette méthode contourne les restrictions quant à la profondeur, mais est appliquée uniquement au creusement par tunnelier à pression de boue ou de fluide dans des sols meubles, ce qui rend cette méthode assignable au calcul des tunnels en milieu urbain.

Resendiz & Romo (1981) recommandent la prise en compte des paramètres suivants : l'état initial des contraintes avant excavation, la profondeur et le diamètre des tunnels et la pression appliquée au front.

Le tassement final calculé (sauf en amont du front de taille) sera réparti en deux composantes : déplacement radial et déplacement dus au phénomène de relaxation des contraintes.

Les méthodes analytiques se sont développées afin de permettre le calcul et l'estimation des tassements en surface en se basant sur la conversion d'un problème purement tridimensionnel en un problème plan. Cette apogée a abouti au développement de la méthode Convergence-Confinement.

La méthode convergence-confinement reprend les interactions sol-structure, elle reprend la convergence des parois des zones excavées avec un avancement simultané du front de taille, elle n'est assignée qu'aux tunnels circulaires. Le relâchement des contraintes supposées isotrope est pris en considération en introduisant le paramètre noté ( $\lambda$ ) appelé : taux de déconfinement (Figure 1.18).



**Figure 1.18** Variation du taux de déconfinement en fonction de l'avancement du front de taille Dolkhenzo (2002)

Cette méthode permet de simplifier un problème purement tridimensionnel en un problème plan, le taux de déconfinement variera alors entre (0) pour un temps  $t=0$  et 1 à la fin de la mise du revêtement.

Les méthodes analytiques ne prennent pas en considération l'entité du problème traité ce qui est le cas aussi pour les méthodes empiriques, Ceci est dû à la limitation aux sols homogènes et aux tunnels assez profonds (ce qui est rarement trouvé en chantier de réalisation de tunnels).

### **1.3.4.3 Méthodes Numériques**

Les travaux de recherche récemment réalisés utilisent de façon courante les méthodes numériques, leur puissance et rapidité permettent de traiter la complexité des problèmes abordés pratiquement insolubles par les méthodes empiriques et analytiques. Généralement réalisée au biais de la méthode des éléments finis, cette approche permet la prise en considération de plusieurs facteurs négligés par les méthodes précédentes tels que l'hétérogénéité du sol, la configuration mécanique et hydraulique, la technique du creusement et le phasage de la construction, la dimension et la profondeur des tunnels excavés et le comportement non linéaire du sol et des revêtements.

Les méthodes numériques permettent de modéliser le creusement des tunnels et d'étudier la réponse du massif encaissant et tenir compte de la complexité des phénomènes observés sur chantier ou sur les modèles réduits selon deux possibilités d'approches : Approche bidimensionnelle et tridimensionnelle.

**Approche bidimensionnelle :** L'approche bidimensionnelle est la méthode la plus répandue dans les bureaux d'étude pour les avantages qu'elle apporte en matière de la durée des calculs et de leur interprétation facile. La simulation du creusement se fait selon deux modèles : transversal où le tunnel est supposé infiniment long dans la direction de son axe et le modèle longitudinal où le tunnel est considéré comme une galerie excavée d'une longueur infinie et axisymétrique.

Dans la pratique, le modèle souvent utilisé est l'analyse en coupe transversale en déformation plane selon L'AFTES. Une fois le modèle déterminé, une méthode doit être injectée dans le calcul pour tenir compte de l'effet tridimensionnel du problème traité. Les deux méthodes courantes sont : La méthode du volume perdu et la méthode Convergence Confinement. Il est à noter que cette approche ne permet pas une analyse de la stabilité du front de taille.

**Approche tridimensionnelle :** Elle demeure la seule approche permettant la prise en compte des mouvements du sol autour des tunnels causés par différents procédés de réalisation et l'ensemble des phénomènes observés dans le revêtement des tunnels. C'est l'approche la plus exigeante de par le temps de calcul et la puissance informatique requise. Elle requiert aussi la réalisation d'un maillage assez complexe afin de tenir compte de toutes les composantes du modèle réalisé allant de la géométrie selon la classe de la galerie excavée, les couches du sol hétérogène encaissant et le phasage de la réalisation. Nous notons ici que ce type de

modélisation est souvent réalisé dans le domaine de la recherche ou pour le cas des projets d'une importance majeure. Les approches numériques seront revues dans le chapitre 3 ainsi que les méthodes injectées aux calculs.

Les travaux de Galli & al., (2004), Feng & al., (2015) et Zhang Zou & al., (2021) ont montré que les analyses numériques sont aptes à surmonter les limitations des autres méthodes, ceci dépend en grande partie de la bonne sélection des paramètres constitutifs du sol, la simulation correcte du séquençage des excavations des tunnels et la modélisation structurelle détaillée, ce qui est difficile voire impossible empiriquement en particulier pour l'analyse préliminaire. Comme cité auparavant, l'approche tridimensionnelle nécessite un temps de calcul important à cause de la complexité géométrique et géotechnique.

A titre comparatif, il a été constaté dans plusieurs travaux effectués que la formule de Peck génère des tassements nettement supérieurs à ceux tirés par les analyses numériques.

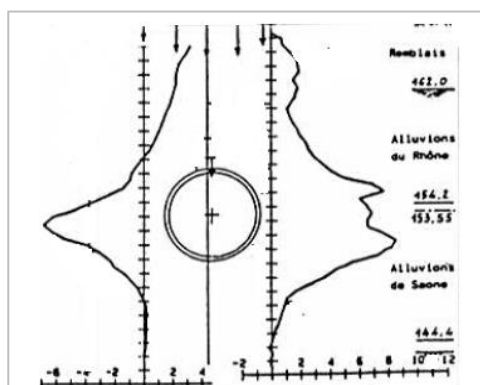
(Chen & al., 2012) conclue que le modèle à deux tunnels calculé empiriquement par superposition des cuvettes de tassement dégage des tassements maximaux nettement plus importants, l'auteur appuie ses constatations sur le processus de la simulation numérique dont les étapes paraissent causer de façon répétitive des contraintes de cisaillement autour des tunnels creusés séparément et des pertes de volume pour le cas de tunnels creusés simultanément.

#### **1.4 Prise en compte des déplacements horizontaux dans l'analyse des effets de creusement de tunnels**

L'analyse des tassements verticaux constitue une étape classique dans l'évaluation des impacts du creusement de tunnels. Toutefois, les déplacements horizontaux, souvent relégués au second plan, revêtent une importance majeure, notamment dans l'interprétation des interactions sol-structure et dans l'évaluation de la stabilité des infrastructures en surface ou à proximité de l'ouvrage. Leur prise en compte permet d'enrichir significativement la compréhension du comportement du sol face aux perturbations induites par l'excavation.

Ces déplacements sont particulièrement marqués dans les sols meubles et peuvent être exacerbés selon la méthode de creusement adoptée. Lors du percement d'un tunnel unique, la perturbation locale engendre une contraction horizontale qui se manifeste par une convergence vers l'axe du tunnel (figure 1.19). L'amplitude de ce mouvement dépend de

plusieurs paramètres, notamment la profondeur d'excavation, les propriétés mécaniques du sol, ainsi que le mode de réalisation du tunnel.



**Figure1.19** Déplacements horizontaux  
(Dolzhenko, 2002)

Le rôle du phasage d'excavation est déterminant : un creusement en pleine section tend à induire des déplacements horizontaux plus significatifs, tandis qu'un phasage progressif permet de mieux contrôler la redistribution des efforts, limitant ainsi les déformations latérales.

Dans le cas de tunnels jumelés, la problématique se complexifie. L'interaction entre les deux ouvrages dépend fortement de leur espacement et du séquençage de creusement. Un espacement réduit accentue les perturbations mutuelles, en particulier dans la zone intermédiaire, générant des déplacements horizontaux accrus. En revanche, un espacement plus important permet de limiter cette interaction et de réduire les mouvements latéraux.

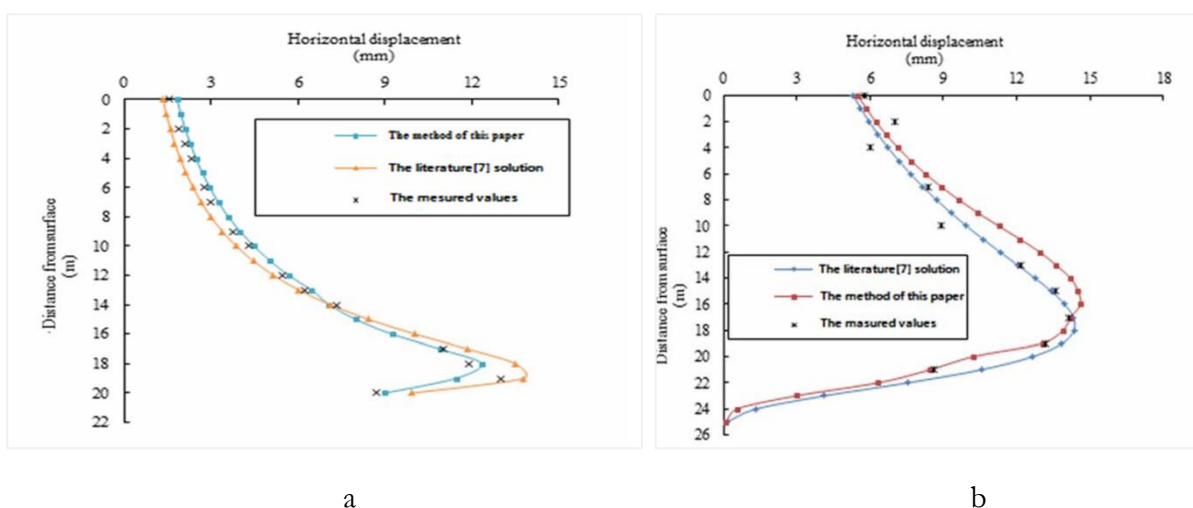
De plus, une excavation simultanée des deux tunnels tend à générer des déplacements opposés se rencontrant dans la zone centrale, ce qui intensifie les déformations horizontales (ceci a bien été mis en évidence dans le chapitre 3).

À l'inverse, un creusement successif, avec un intervalle temporel adéquat entre les deux phases, favorise une stabilisation progressive du massif, permettant une meilleure maîtrise des mouvements induits.

Les outils de modélisation numérique permettent de quantifier ces déplacements et de tester différentes configurations de creusement (phasage, espacement, profondeur) afin d'optimiser la conception des tunnels. Ces simulations sont essentielles pour anticiper les réponses du sol, ajuster les stratégies de réalisation, et garantir la sécurité des ouvrages ainsi que celle des structures avoisinantes.

Dans l'étude de Tian et al, (2017), deux cas d'étude issus de la littérature ont été analysés, le projet de tunnel à grande vitesse de l'aéroport de Londres Heathrow et le projet de tunnel d'égout de Bangkok en Thaïlande. Les résultats ont été comparés avec la littérature et des résultats in situ (Figure 1.20).

Les auteurs affirment que les valeurs mesurées in situ se situent globalement entre celles obtenues par la méthode proposée dans leur étude et celle issue des travaux antérieurs. Bien que les résultats calculés par leur étude soient légèrement supérieurs aux données mesurées, la courbe d'évolution présente une bonne concordance avec les observations expérimentales et les recherches précédentes.



**Figure 1.20** Horizontal displacement of the soil  
a. Bangkok tunnel, b. Heathrow tunnel  
(Tian et al 2017)

## 1.5 Revue des travaux antérieurs

Au cours des dernières décennies, le nombre de tunnels construits en Bi-tubes a considérablement augmenté afin de répondre aux besoins infrastructurels dans les grandes villes. Lorsqu'un nouveau tunnel est construit à côté d'un tunnel préalablement existant, la position relative des tunnels et la procédure de construction affectent le tassement du sol et les efforts internes dans les revêtements des deux tunnels car leur réalisation peut provoquer des tassements différentiels importants et des fissures dans les revêtements.

Par conséquent, la prédiction des mouvements de terrain permettra de construire de nouveaux tunnels sans endommager les bâtiments situés au-dessus de l'excavation et les tunnels existants.

Erdem & Solak, (2005) précisent que les mouvements horizontaux et verticaux résultants du creusement de deux tunnels sont influencés par de nombreux facteurs, notamment le diamètre du tunnel, sa profondeur, la méthode de construction, le type de sol et la perte de volume. De plus, les effets de l'excavation du sol à l'intérieur des cavités auront une incidence également sur la forme et les valeurs maximales des tassements en surface du sol.

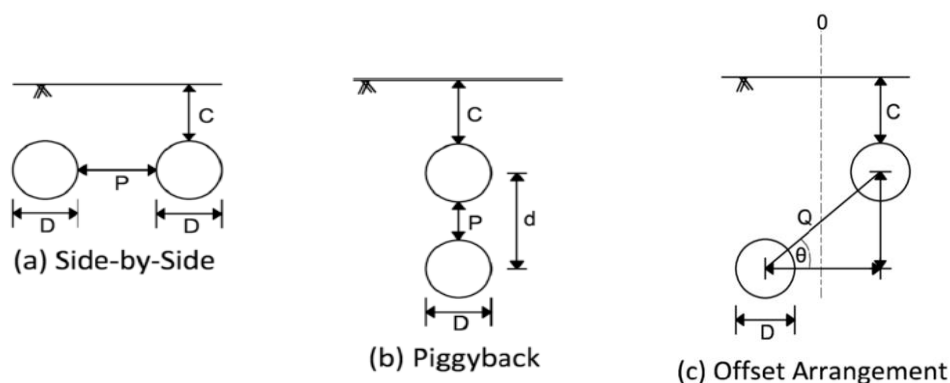
Le creusement des tunnels provoque des mouvements radiaux vers les parois latérales des cavités et longitudinaux vers le front de taille, ce phénomène est décrit par le terme perte de volume. Wu & al., (2017) stipulent que pour des configurations non drainées, la perte de volume autour des tunnels devrait se manifester comme étant égal au volume de la cuvette de tassement en surface. Cependant, de nombreux sols offrent un certain drainage, en particulier les remblais, les sables, les argiles et limons non saturés. La cuvette de tassement observée peut alors avoir un volume différent de celui du volume de perte de sol.

De nombreux chercheurs affirment que les pertes de volume varient selon le type de sol rencontré et des techniques de creusement, de ce fait, l'utilisation des tunneliers à front pressurisé (TBM) a pour but de stabiliser le front de taille permettant aussi l'injection de bentonite dans l'anneau et au coulis en deux parties autour du bouclier, ce processus a permis de réduire les pertes de volume observées sur chantier. Dans le même contexte, Shen & al., (2016) ont montré l'avantage d'utiliser de grands volumes de bentonite thixotrope de boue pour réduire les tassements.

La prédiction des tassements induits par le creusement de deux tunnels a été initialement élaborée par la méthode de superposition des cuvettes de tassement de deux tunnels simples. O'Reilly & New (1991) indiquent que le tassement peut être obtenu par sommation des valeurs de courbes gaussiennes. Des études numériques et expérimentales, dont Ng & al., (2004), indiquent que la superposition n'est pas assez représentative. Fang & al., (1994) indiquent que la superposition pourrait être utilisée pour estimer les tassements au-dessus des tunnels parallèles si l'interaction est négligeable. Chapman & al., (2003), Hunt (2005) et Divall & Goodey (2015) ont présenté une variété de techniques de modification pour calculer les mouvements du sol induits par le creusement de tunnels causés par le nouveau deuxième creusement de tunnel, en tenant compte des effets d'interaction. Fujita (1985) indique que le principe de superposition pouvait être appliqué pour estimer les tassements pour deux tunnels parallèles si le rapport entre la distance entre les centres des tunnels et le diamètre des tunnels était supérieur à 2,7 quel que soit le rapport entre la couverture et le diamètre des tunnels.

De même, Suwansawat & Einstein (2007) ont constaté que la cuvette de tassement induite par le deuxième tunnel peut également être décrite par une courbe gaussienne et que le tassement total peut être obtenu en superposant la cuvette issue du creusement du second tunnel sur la cuvette de tassement observé après le passage du premier tunnel.

Les tassements en surface causés par le creusement de deux tunnels ont été traités par plusieurs auteurs pour différentes configurations géométriques dont les possibilités sont regroupées dans la figure (1.21).



**Figure 1.21** Possibilités d'alignement d'un Bi-tubes (Moosavi et al., 2017)

Terzaghi (1942) proposa les premières observations sur chantier lors de la réalisation de deux tunnels, depuis, les observations sur chantiers demeurent essentiels quant à la validation des résultats issus des différentes méthodes d'approches et de prédiction. Dans le passé, tous les travaux de creusement s'effectuaient au biais des procédés à pression de l'air. (Moretto, 1969 ; Barlett & Bubbers (1970) trouvèrent que les tassements observés après le passage du deuxième tunnel étaient largement supérieurs à ceux relevés après le passage du premier tunnel, ce phénomène fut causé par l'augmentation des venues du sol et les pertes de volume autour des zones excavées, un phénomène nettement réduit avec l'apparition des nouvelles techniques de creusement comme la TBM qui réduit les tassements maximaux mais accroît la largeur des cuvettes.

Selon Ren & al., (2018) les facteurs provoquant la variation des tassements peuvent être regroupés en trois points :

1. Les Condition Géométriques : La plupart des études du creusement de deux tunnels précise que le diamètre du tunnel, sa profondeur et l'alignement influent sur la réponse du sol. Les mouvements du sol dû au creusement de deux tunnels sont affectés par la profondeur des tunnels, plusieurs travaux affirment que plus la profondeur est importante,

plus la cuvette de tassement est large. Wang & al., (2003) ont également signalé que moins le tunnel est profond, plus l'interaction entre les tunnels se manifestent. De plus, à mesure que les rapports C/D augmentent, les tassements de surface diminuent selon Ocak (2013). Ces mouvements sont pareillement affectés par la variation de l'espacement entre les tunnels, plusieurs études récentes ont exploré l'effet de l'espacement entre les tunnels sur le tassement. Ces études présentent une tendance générale cohérente, mais leurs conclusions spécifiques sont quelque peu divergentes. Les effets d'interaction semblent être présents jusqu'à des espacements de trois à quatre diamètres. Il est alors évident que lorsque le rapport couverture/diamètre est fixe, le tassement augmente avec la diminution de l'espacement entre les tunnels (Shahin & al., 2013)

2. Les conditions Géotechniques : Les changements du profil de tassement au-dessus d'un deuxième tunnel excavé à proximité du premier tunnel sont influencés par une variété de facteurs tels que la variation de la perte de volume, les changements de la rigidité du sol. Ces facteurs dépendent du type de sol (cohérent ou non cohérent), homogène ou hétérogène et s'il drainé ou non drainé. Les prédictions des mouvements du sol induits par le creusement de tunnels se basent généralement sur l'hypothèse que le sol est homogène. Mais dans la plupart des cas, on rencontre couramment sols hétérogène avec des couches de sol stratifiées avec des propriétés matérielles différentes. Chu & al., (2007) étudièrent la déformation du sol due au creusement de tunnels dans des sols stratifiés. Les résultats expérimentaux démontrent que la non-homogénéité du sol a des effets significatifs sur la déformation du sol observée. Pour des stratifications à deux couches, le tassement au niveau de la clé supérieure du tunnel diminue s'il existe une couche plus rigide située au-dessus de la couche contenant les tunnels. Cependant, les déplacements autour du deuxième tunnel augmentent si la stratification au-dessus des tunnels est plus faible. Pour des stratifications à trois couches, les tunnels peuvent être stables s'ils sont protégés par les couches supérieures et inférieures plus rigides. En revanche, les déplacements au niveau de la clé et du radier augmentent si les tunnels sont entourés de couches plus faibles.
3. La procédure de Construction : Selon Ocak (2013), plusieurs paramètres tels que la pression au front, la vitesse et le taux de pénétration, la pression d'injection et la mise du revêtement affectent les tassements. L'interaction maximale entre deux tunnels se produit lorsque la queue de bouclier du nouveau tunnel passe sur la section mesurée et elle diminue progressivement lorsque la face du nouveau tunnel est éloignée de la section mesurée. Le plus grand tassement de surface est observé lorsque les deux tunnels

mécanisés sont creusés simultanément cela pourrait s'expliquer par la perte accumulée du sol dans deux tunnels. Les procédures de construction de deux tunnels ont une grande influence sur le tassement de surface. Au cours de l'avancement du nouveau tunnel, la cuvette de tassement se déplace progressivement vers le tunnel existant. Ce profil asymétrique de la cuvette de tassement a été observé par des mesures effectuées in situ par Chen & al., (2011).

### **1.5.1 Cas de tunnels parallèles (Alignés horizontalement)**

Solimane & al., (1993) ont réalisé une étude ayant pour but l'analyse d'un creusement de deux tunnels dans un massif rocheux, la modélisation s'est basée sur un creusement d'un tunnel seul dans le cas tridimensionnel. Ce travail a permis aux auteurs d'établir des abaques afin de prédire l'effet du creusement du second tunnel au biais de coefficients de pondération. Nous pouvons citer ici quelques valeurs, à titre d'exemple, dans le cas où les tunnels ne sont pas creusés au même temps, le déplacement au-dessus de la clé du tunnel creusé en premier est compris entre 108 et 119% par rapport à celui dans le cas où le tunnel est construit seul. Quant au deuxième tunnel, le coefficient variera entre 104 et 108 %. Il faut noter que ce travail a été une référence pour beaucoup d'auteurs qui ont apporté des corrections à ces coefficients.

Divall & Goodey (2015) obtinrent des résultats par des essais de centrifugation, leurs résultats peuvent être utilisés pour prédire l'ampleur de la perte de volume supplémentaire et de l'asymétrie des cuvettes de tassement. Les auteurs rapportent qu'à mesure que la distance entre les tunnels augmente, l'effet sur la perte de volume supplémentaire diminue et que pour des espacements supérieurs à 3D, la cuvette de tassement produite par la construction d'un nouveau tunnel était symétrique.

Ghaboussi & al., (1977) présentent des études sur la réalisation de deux tunnels parallèles et l'influence de la mise en place des revêtements, se basant sur un modèle bidimensionnel, le travail s'est porté sur deux principaux paramètres : l'espacement entre les deux tunnels et la procédure de construction, pour les deux cas d'études, les conditions du support et la profondeur des tunnels. Ils soulignèrent que la mise en place du revêtement joue un rôle important car sa mise en place affectera les contraintes verticales et horizontales, voire même, de cisaillement causant une certaine relaxation pour le milieu avoisinant le creusement.

La figure (1.22a) montre la distribution des contraintes autour d'un tunnel non revêtu, le sol se situant entre les deux tunnels a subi une modification du champ de contraintes initial ; les

contraintes verticales seront minimales à mi- longueur et maximales dans la zone de contact entre le sol et les tunnels. Les contraintes horizontales sont maximales au milieu et presque nulles quand le sol est en contact avec le tunnel. Pour des tunnels revêtus, les contraintes verticales et horizontales sont maximales sur les deux points. Les interactions sont plus importantes lorsque les tunnels ne sont pas encore revêtus car les revêtements contrôlent les déformations du sol qui se produisent entre les tunnels comme illustré sur la figure (1.22b). La réduction de la distance entre les tunnels entraîne une augmentation des contraintes verticales. Quant aux contraintes horizontales, elles ne sont pas concernées par la réduction ou l'accroissement de la distance entre les tunnels car le coefficient de poussée des terres dans cette zone est très faible.

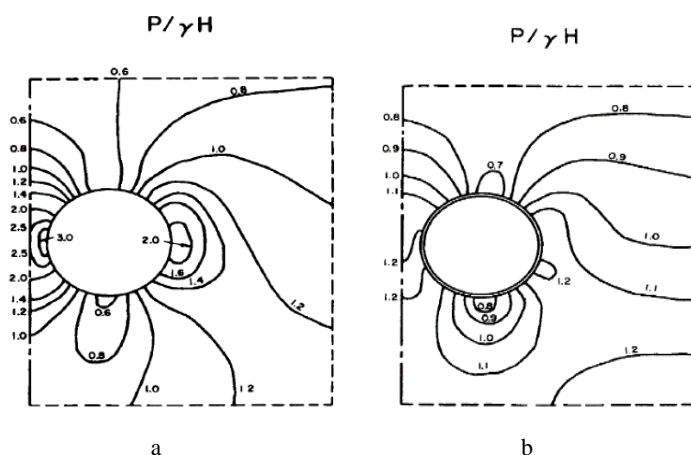


Figure 1.22 Distribution des contraintes autour d'un tunnel  
a : Tunnel non revêtu ; b : Tunnel revêtu

Le diamètre vertical diminue, ceci est induit probablement par une compression verticale et le rétrécissement de la distance entre les tunnels. Ce phénomène a été observé pour des tunnels peu et trop profonds, les déformations sont montrées sur la figure (1.23).

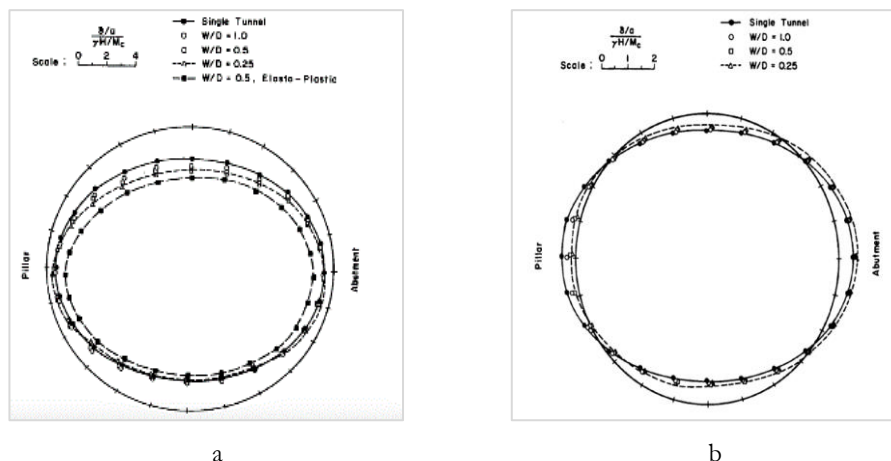
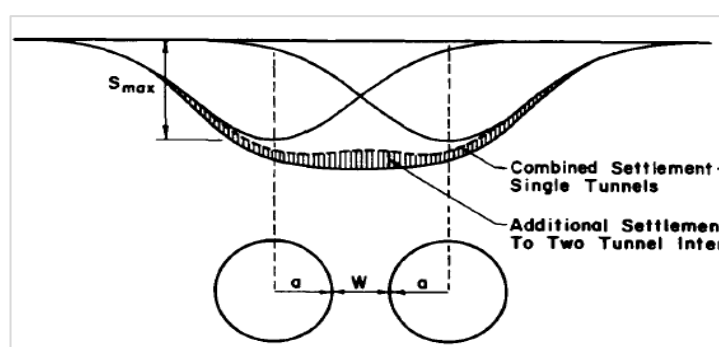


Figure 1.23 Déformations d'un tunnel revêtu. Ghaboussi et al. (1977)  
a : tunnel revêtu. b : tunnel non revêtu

Il est intéressant de savoir que l'interaction entre deux tunnels permet au sol qui se situe entre eux d'avoir un certain équilibre et de ne pas subir des déplacements qui sont observés lors des excavations des tunnels seuls.

Les tassements en surface résulteront en général de deux phénomènes : le premier est causé par une superposition des tassements induits par chaque creusement, le deuxième est dû à l'interaction entre les tunnels et la diminution des diamètres verticaux, la figure (1.24) montre l'allure de la cuvette de tassement résultante de la réalisation de deux tunnels. La cuvette finale présente des tassements maximums en surface supérieurs à ceux causés par la réalisation de chaque tunnel à part.



**Figure 1.24** Accumulation des tassements engendrés par les creusements  
(Ghaboussi & al., 1977)

Cording & al., (1978) proposent des études paramétriques, visant à varier la distance entre les tunnels et son influence sur les tassements en surface ont été. Il a été noté que plus la distance diminuait, plus les tassements en surface seront plus importants. Les tassements peuvent être exprimés par le volume de la cuvette (figure 1.23), les déformations volumiques sont obtenues par soustraction de tassements de deux tunnels supposés seuls des tassements de deux tunnels en interaction. Les tassements supplémentaires augmentent lorsque la distance entre les tunnels diminue, les interactions sont difficiles à cerner pour le cas où les tunnels sont creusés à fortes profondeurs. Pour avoir des tassements acceptables, il faut que les tunnels soient le plus éloignés possibles.

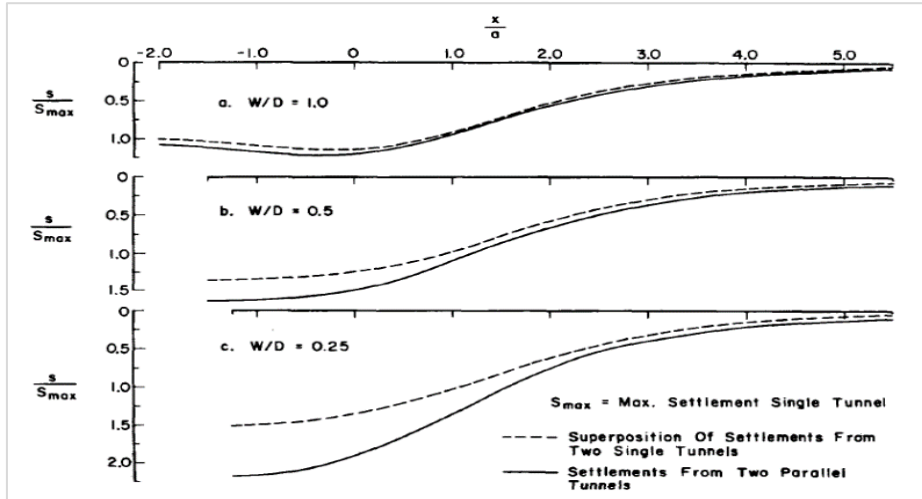


Figure 1.25 L'influence de la distance entre les tunnels sur les tassements  
Cording & al., (1978)

Les problèmes liés aux phases de construction sont généralement les charges additionnelles que subira le revêtement du premier tunnel après le passage du second. Les tassements en surface induits par l'excavation du deuxième tunnel seront particulièrement plus importants que ceux induits par le passage du premier tunnel comme montré sur la figure (1.26) (qui sera peut-être néfaste aux structures en surface) car le passage du premier tunnel a déjà causé une modification du champ de contraintes dans le massif qui encaissera le second. Par la suite ce sol subira une variation de rigidité et aura tendance à converger vers les parois du deuxième tunnel.

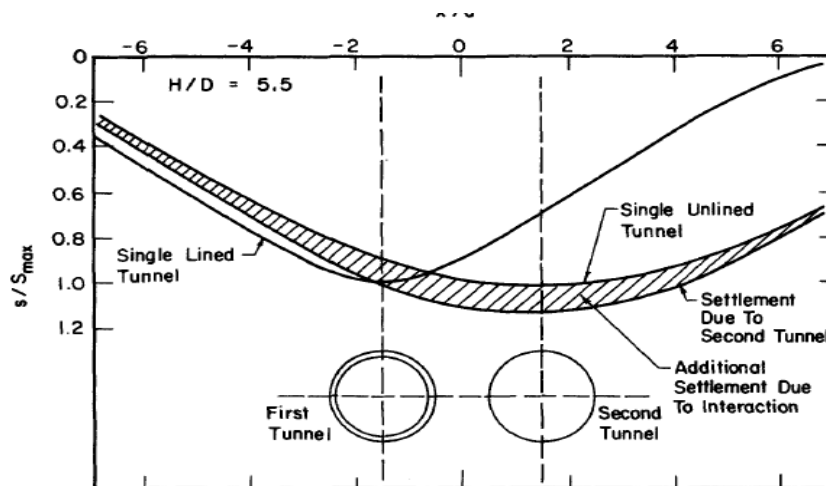
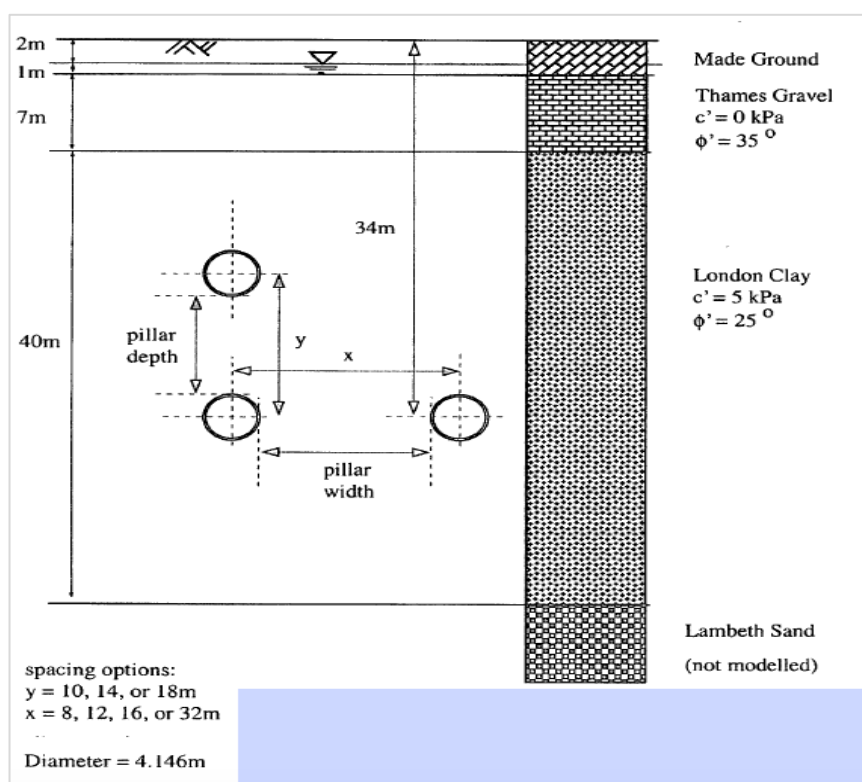


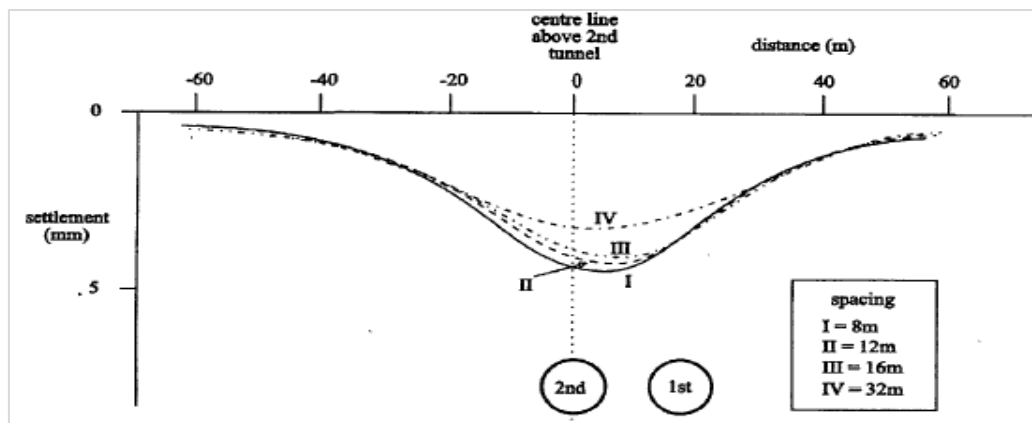
Figure 1.26 Les tassements en surface causés par le creusement de deux tunnels  
Cording & al., (1978)

Addenbrooke & Potts (2001) ont étudié l'effet de l'interaction entre deux tunnels du métro de Londres sur les déformations en surface du massif encaissant, ces tunnels ayant deux alignement : parallèles soit superposés, creusés avec un décalage entre les deux excavations pour introduire l'effet du gonflement du sol et la modification du champ de contraintes dans le massif à deux reprises, ainsi que la variation des efforts dans le revêtement du premier tunnel. Les résultats numériquement obtenus ont été comparés aux résultats in-situ et ils se sont avérés en bon accord, le modèle est schématisé sur la figure (1.27).



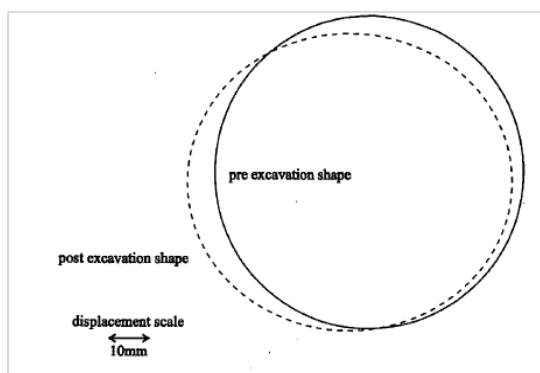
**Figure 1.27** Caractéristiques Géométriques et Géotechniques  
 (Addenbrooke & Potts, 2001)

Pour des tunnels parallèles et pour une profondeur de 34m, les travaux de Osman (2010) dont les cuvettes de tassements sont illustrées sur la figure (1.28), on remarque que l'accroissement de l'espacement entre les tunnels mène à une diminution des tassements maximums et du volume perdu. La perte du volume est aussi influencée par l'espacement entre les tunnels, même si cette distance permet de diminuer cette perte, cette influence n'est pas très importante. Une espacement horizontale supérieur à sept fois le diamètre, permet d'aboutir à une interaction quasi inexistante et les deux tunnels agissent comme étant des ouvrages séparés.



**Figure 1.28** Tassements en surface pour différentes valeurs d'espacement (Osman, 2010)

Le décalage entre les deux excavations sera montré dans la figure (1.29) proposée par Osman (2010). Le creusement d'un nouveau tunnel à proximité d'un autre déjà existant affecte en premier lieu le revêtement de ce dernier. Cette figure illustre l'allure du revêtement du premier tunnel après l'excavation du second. Il faut noter que les deux revêtements tendent à converger avec une certaine distance, celle-ci variera en fonction de l'espacement entre les tunnels. Ces résultats ont montré que le diamètre du premier tunnel sera affecté d'une façon très considérable par le creusement du second. Le diamètre horizontal a tendance à s'élargir avec une diminution du diamètre vertical. Ces déformations sont toujours influencées par la distance entre les deux tunnels. Le phénomène de distorsion engendre une évolution du moment et des forces de poussées agissant sur le premier revêtement.

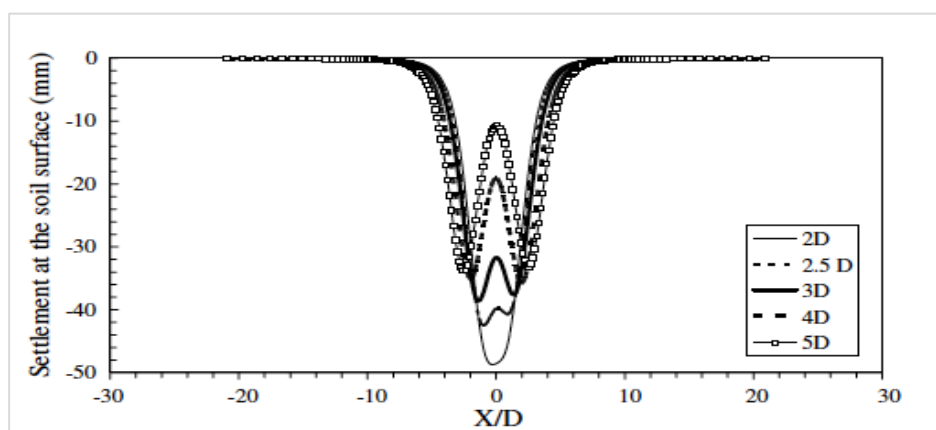


**Figure 1.29** Déplacement du revêtement du premier tunnel vers le deuxième (Osman, 2010)

La plupart des cas rapportés dans la littérature sur l'excavation mécanisée et parallèle de deux tunnels voisins à diverses dispositions se focalise sur l'effet de l'état du sol, la taille du tunnel, sa profondeur, les charges de surface, la position relative entre les deux tunnels, la procédure de la construction et simultanément ou non simultanément de la réalisation sur cet ensemble.

Dans ce contexte, Chehade & Shahrour (2008) (figure 1.30) ont étudié numériquement au biais de la méthode des éléments finis en configuration bidimensionnelle le phénomène de l'interaction mutuelle entre deux tunnels. Pour ce faire, une multitude de dispositions géométriques fut prise en considération. Les études paramétriques entreprises par l'auteur se basaient sur la modélisation d'un sol encaissant ayant un comportement élastique parfaitement plastique, quant à la réalisation des tunnels, celle-ci est effectuée suivant la méthode TBM.

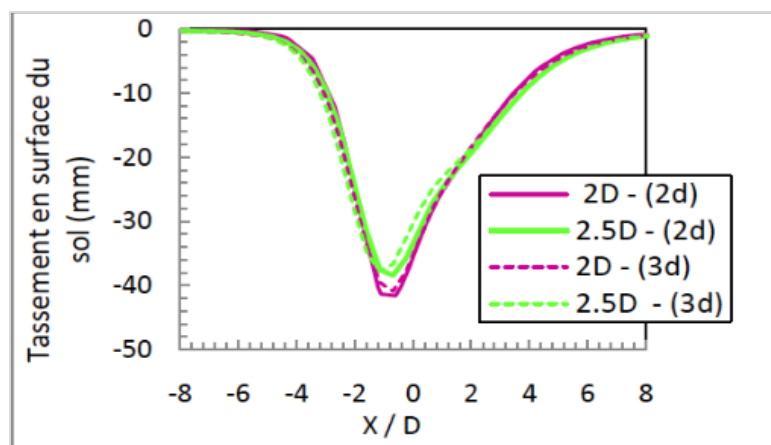
Les résultats des travaux entrepris dans cette étude ont montré que pour des tunnels parallèles, la diminution de l'espacement entre les deux tunnels entraîne des déformations plus importantes dans le massif. Il a été souligné que pour des espacements supérieurs à trois fois le diamètre des tunnels, les effets des interactions mutuelles sur les tassements ont tendance à disparaître et le comportement des deux tunnels tend vers un comportement d'un seul tunnel agissant sur un massif.



**Figure 1.30** Variation des tassements en surface en fonction de l'espacement entre les tunnels (Chehade et Shahrour, 2008).

Tabbal & al., (2011) proposent une étude paramétrique sur deux tunnels parallèles avec une certaine inclinaison induite par la non simultanément de leur construction. Le creusement a été effectué dans des sols meubles à faibles caractéristiques mécaniques, leur étude s'est focalisée sur une comparaison entre la modélisation bidimensionnelle et tridimensionnelle dans un sol régi par un modèle élastique parfaitement plastique, les résultats sont illustrés sur la figure

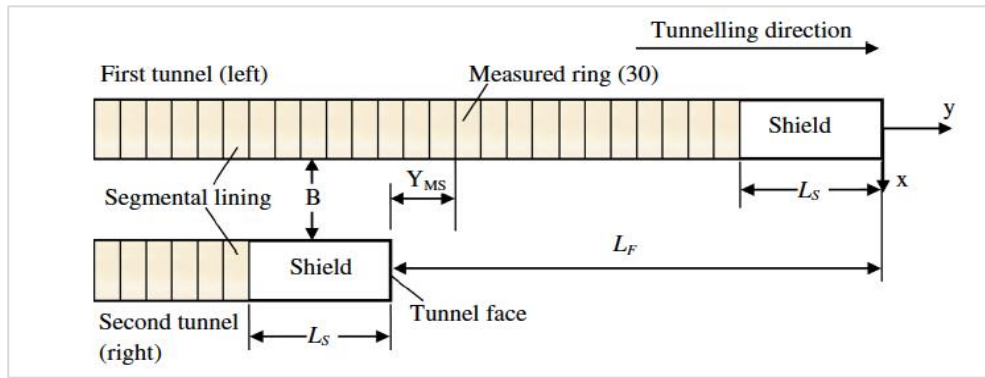
(1.31) et montrent que la configuration bidimensionnelle donnent lieu à des tassements plus important que ceux tirés par modélisation tridimensionnelle. L'étude montre que l'augmentation de la distance entre les tunnels permet de diminuer les tassements en surface comme il a été constaté dans les travaux cités précédemment. Tandis que pour le choix de configuration (bidimensionnelle ou tridimensionnelle) des analyses, ces résultats montrent qu'il peut être envisagé de ne pas toujours se référer à un calcul 3D, ceci est dû à la convergence des valeurs des tassements.



**Figure 1.31** Effet de l'espacement horizontal sur les tassements en surface

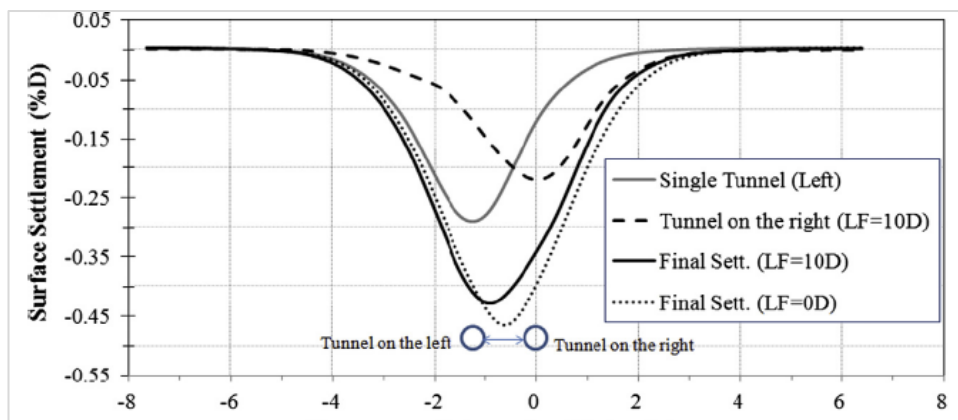
Do & al., (2014) (figure 1.32) ont effectué une analyse numérique en se basant sur un calcul tridimensionnel en utilisant le logiciel FLAC3D. Cette recherche a pris en considération l'effet de la non simultanée de l'excavation des tunnels (réalisés à la TBM) qui se traduit par une certaine distance entre les fronts de taille des deux tunnels.

L'excavation simultanée de deux tunnels parallèles cause des variations d'efforts structuraux et des déplacements des revêtements moins néfastes que celle où le creusement est non simultanée, mais cela ne s'applique pas sur les tassements car ils sont moins importants lorsque le creusement est non simultanée.



**Figure 1.32** Plan d'excavation des deux tunnels (Do & al., 2014)

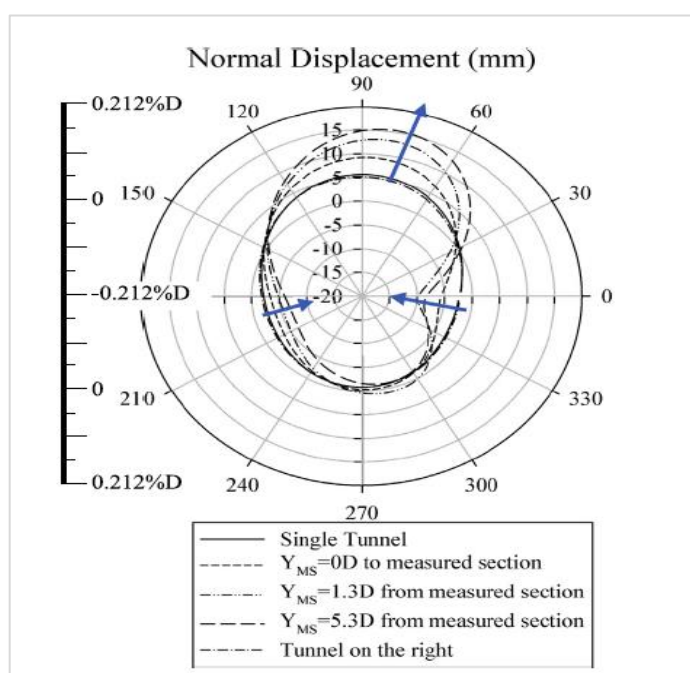
Les tassements en surface ont été investigués pour différentes valeurs de distance entre les deux fronts, les auteurs ont montré que la construction simultanée avec le même taux d'avancement induit des tassements qui sont généralement symétriques, le creusement d'un nouveau tunnel provoque des tassements moins profonds mais plus larges comme montré sur la figure (1.33).



**Figure 1.33** Tassements en surface en fonction de l'avancement du second tunnel (Do & al., 2014)

En outre, l'effet de l'avancement d'un tunnel creusé en second lieu sur les déplacements horizontaux est un phénomène de convergence, causé par le mouvement du sol agissant sur toute la longueur du bouclier. Ces déplacements horizontaux se sont montrés importants lorsque le bouclier du second tunnel se trouve à une distance de  $1,3D$  par rapport au premier tunnel. De même, cette analyse a montré que les déformations dans le revêtement du tunnel creusé en premier sont affectées par l'excavation du second tunnel. La clé du tunnel a tendance à se déplacer vers l'intérieur causant un rétrécissement du diamètre, les parois latérales tendront à se déformer vers l'extérieur et induiront un élargissement du diamètre horizontal, c'est une sorte d'ovalisation de la forme circulaire du tunnel. Ces déformations

sont plus importantes dans le côté droit du premier tunnel car c'est la partie avoisinante du nouveau tunnel (figure 1.34).



**Figure 1.34** Déformations des revêtements (Do & al., 2014)

Aussi, les efforts induits dans les revêtements des tunnels croîtront d'une manière considérable dans la partie droite qui est proche de la nouvelle excavation. Une augmentation de 40.7% dans les forces normales a eu lieu lorsque les deux faces des deux tunnels se retrouveront au même niveau. Le creusement d'un nouveau tunnel entrainera aussi des poussées de terres vers le tunnel existant, ce qui engendrera une augmentation des efforts au niveau des reins, cette majoration est de l'ordre de 29.3%. (figure 1.35).

Quant aux forces longitudinales, le passage du nouveau tunnel avant d'atteindre la section mesurée provoque une diminution de 27% des efforts au niveau de la clé et une augmentation qui n'est pas très grande sur les parois et est égale à 6,6% car la majorité de ces évolutions sont reprises par les forces normales dit l'auteur. Après avoir dépassé la section de mesures, une augmentation significative de 24% des efforts dans les reins sera accompagnée d'une diminution de 23.5% des forces au niveau de la clé, cela peut être expliqué par le phénomène des mouvements latéraux du sol qui se situe entre les tunnels vers le nouveau tunnel causée par la perte de volume dans ce dernier.

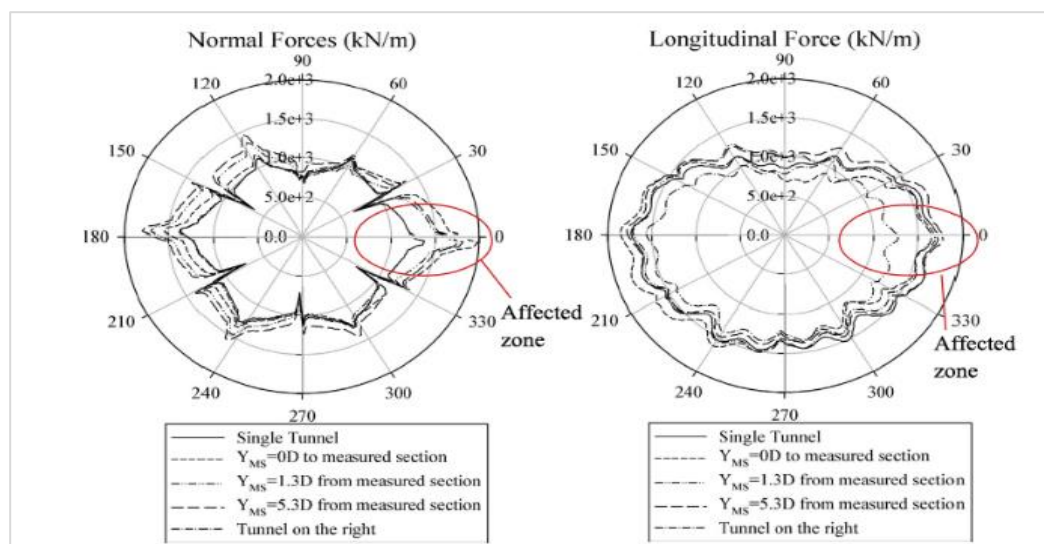


Figure 1.35 Variation des Efforts Normaux au Niveau des Revêtements

(Do & al., 2014)

Les mêmes observations ont été tirées d'après les résultats montrés sur la figure (1.36) qui illustre la variation du moment fléchissant, l'augmentation se fait sur tout le revêtement. Le sol qui se situe entre les deux tunnels, après le creusement du deuxième tunnel, a tendance à se déplacer vers le nouveau tunnel, causant une perte de volume dans le premier. La variation du moment négatif, au niveau de parois des tunnels, est largement différente : une augmentation de 516% à droite dû à sa position proche de la nouvelle excavation et 176% à gauche du tunnel. La magnitude du moment fléchissant dans le tunnel existant est toujours supérieure à celle du nouveau tunnel.

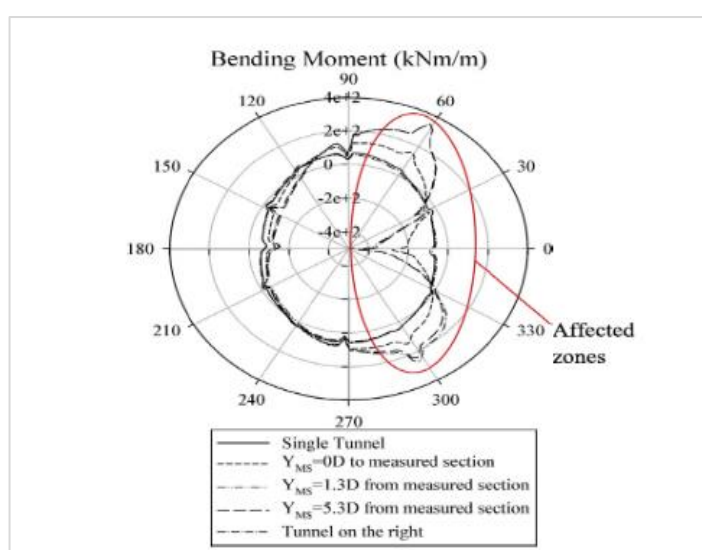
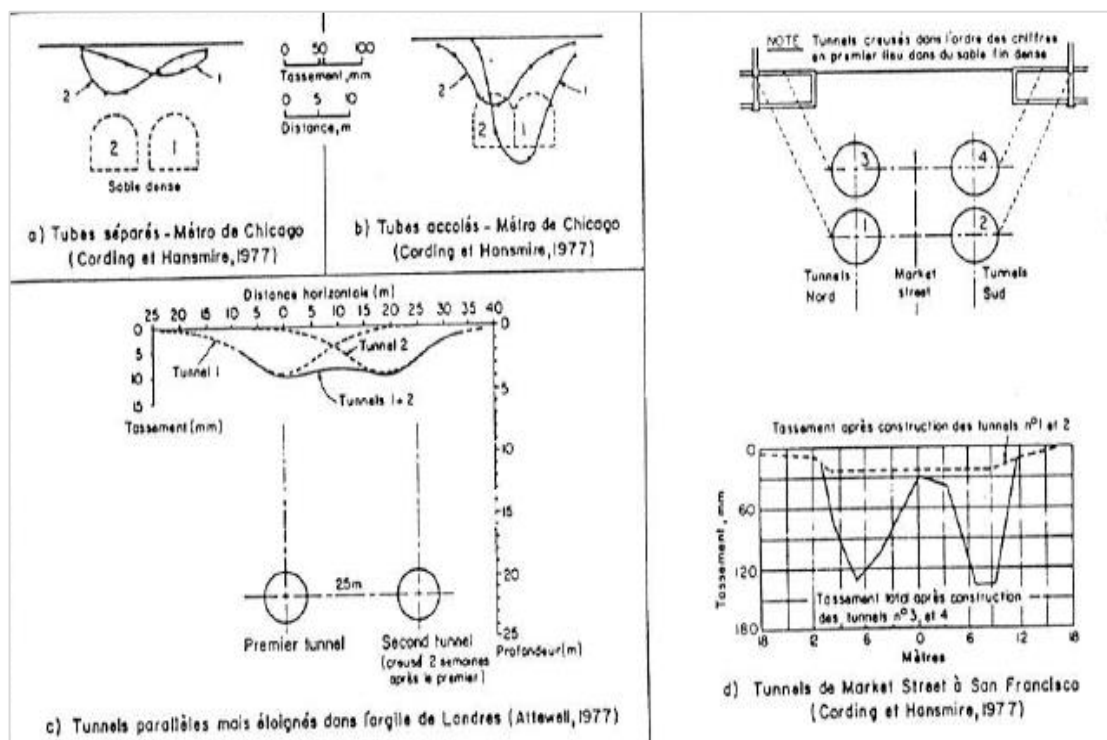


Figure 1.36 Variation du moment fléchissant (Do & al., 2014)

Roisin (1995) cité par Dias (1999) et Dolzhenko (2002) a mené des travaux expérimentaux visant à étudier les effets induits dans le massif par la méthode du bouclier à front pressurisé. Le mécanisme secondaire est, en effet, affecté par la profondeur de la galerie excavée. Si le tunnel est assez profond, le sol en surface est peu perturbé et la parabole reflétant le mécanisme de rupture s'élargit avec la diminution de la résistance du massif et l'augmentation du diamètre du tunnel. Hansmire & Cording (1975) et Hansmire (1977) étudièrent les mouvements dans la section transversale au tunnel du chantier de Washington via les deux mécanismes : Primaire et secondaire. Ils indiquèrent que les déformations sont maximales au niveau de la clé du tunnel et tendent à se diffuser vers la surface. La propagation des mouvements engendrera donc des zones distinctes : deux zones de compression par effet de voûte se transmettent dans les deux directions, deux zones de distorsion s'initiant à  $45^{\circ}$  de la clé du tunnel se propageant verticalement, une zone décompressée au-dessus de la clé. Enfin, au niveau de la surface, deux zones de compression depuis lesquelles s'initie les tassements.

En analysant les déformations causées par le creusement de deux tunnels du métro de Chicago, creusés sous forme de fer à cheval. Cording & Hansmire (1977) ont prouvé que le facteur distance entre axes des tunnels creusés simultanément a une influence importante, ils ont remarqué aussi que la couverture à son tour influe sur les résultats.

Pour un Bi-tubes accolé, les cuvettes sont profondes, leurs valeurs maximales se situent au-dessus des galeries excavées, pour ce qui est des tunnels étroitement espacés, les cuvettes sont moins profondes mais plus larges et leur inflexion est moins aigue. Ces constatations mènent à conclure que les mouvements agissent lors d'une construction de tunnel et peuvent être néfastes si le creusement comporte l'excavation de plusieurs tunnels simultanément (figure 1.37). Associer le facteur profondeur à la distance horizontale séparant les tunnels est une problématique très complexe à étudier et à prédire, elle fera l'objet de nos études et travaux exposés dans le chapitre 3.



**Figure 1.37** Influence de la distance entre les tunnels et les déformations causées en surface (Cording & Hansmire, 1977 cité par Dias, 2002).

Choi & Lee (2010) propose une étude expérimentale des déplacements provoqués par l'excavation d'un nouveau tunnel à proximité d'un tunnel existant en fonction de la variation de la taille du tunnel et des espacements entre les deux tunnels. Il a été constaté que les déplacements diminuaient et se stabilisaient à mesure que la largeur des piliers (distance entre les axes du tunnel) augmentait.

Dans une étude des tassements de surface causés par le creusement de deux tunnels dans des strates de galets sableux moyennant la (DISCRETE ELEMENT METHOD (DEM)) menée par He & al., (2012) sur la ligne 1 du métro de Chengdu, il a été souligné que lorsque l'espacement entre deux tunnels est supérieur à deux fois le diamètre du tunnel, une arche effondrée indépendante peut se former.

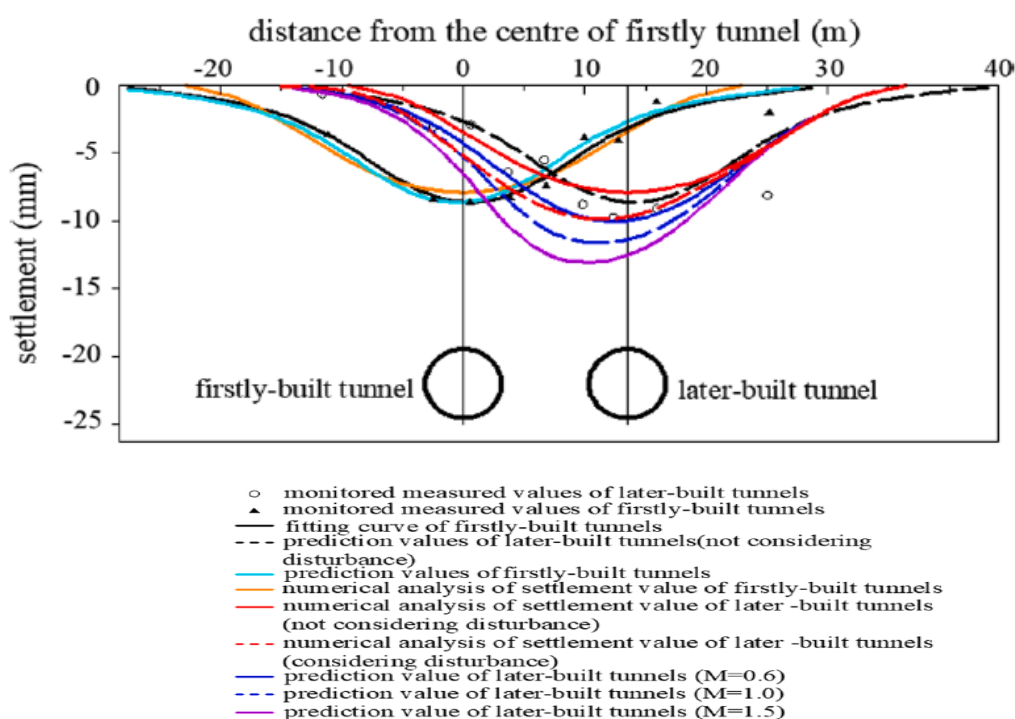
L'interaction maximale entre deux tunnels se produit lorsque la queue de bouclier du nouveau tunnel passe par la section mesurée selon N.A. Do & al., (2015). L'interaction entre les tunnels diminue progressivement lorsque le front du nouveau tunnel s'éloigne de la section mesurée. Le tassement de surface le plus important est observé lorsque les deux tunnels sont creusés simultanément. En raison de l'interaction entre les tunnels, on peut s'attendre à une

augmentation du tassement de surface par rapport à celui induit au-dessus d'un tunnel unique. Cela pourrait s'expliquer par la perte accumulée du sol dans deux tunnels.

Zhnog Zou & al., (2021) propose une extension de la formule de Peck à un modèle de deux tunnels réalisés à Changsha en Chine en prenant en considération l'effet de la perturbation causée par le creusement de deux tunnels en introduisant un facteur de perturbation ayant pour symbole  $\eta(x)$  dont la valeur est égale à 1 lorsque le point calculé est en dehors de la cuvette qui à son tour est égale à  $2.5 \cdot i$ , nous notons que  $i$  est le point d'inflexion déjà détaillé dans les paragraphes précédents

Les résultats de cette étude ont montré que le facteur perturbation est important et doit être pris en charge pour la prédiction des tassements, lorsque ce facteur n'est pas pris en considération, les tassements causés par le creusement du deuxième tunnel passent de 7.96 mm, tandis que pour le cas contraire, les tassements augmentent de 9.94mm.

L'auteur proposa une comparaison entre les tassements observés in-situ, les résultats tirés par analyse numérique et les tassements calculés avec l'équation proposée. Lorsque la valeur de correction  $M$  est prise 0.6, les valeurs des tassements calculés empiriquement sont proches de ceux observés sur le chantier. Ces résultats sont regroupés dans la figure (1.38).



**Figure 1.38** Tassements en surface issus de diverses méthodes de prédiction et leur comparaison avec ceux observés in-situ Zhnog Zou & al., (2021)

Berkane & Mezhoud (2021) présentent un modèle tridimensionnel afin d'étudier l'effet de la profondeur du tunnel et de la forme de la section transversale du tunnel, ainsi que l'effet du ratio d'interface sol-tunnel sur le comportement du tunnel et du sol environnant. Ils ont souligné que la déformation du sol est directement affectée par la profondeur du tunnel, leurs résultats ont montré qu'une forme circulaire de la section transversale génère de faibles valeurs de tassement avec une interface à glissement nul.

Zerdia & al., (2024) traitent le contrôle des tassements en surface du sol lors du creusement de deux tunnels en milieu urbain. Le cas d'étude choisi pour la validation des résultats dans cette recherche est l'extension de la ligne D du métro de Lyon. Les résultats ont montré que l'interaction entre les tunnels conduit à un tassement de surface plus élevé par rapport à un tunnel unique, il a été révélé également que lorsque la distance entre les tunnels est égale ou supérieure à trois fois le diamètre du tunnel, le creusement du deuxième tunnel a un faible impact sur la perte de volume totale.

### **1.5.2 Cas de tunnels superposés (Alignés verticalement)**

S'agissant des tunnels alignés verticalement connu sous le terme (PIGGYBACK), Koungelis & Augarde (2004) ont effectué des simulations numériques pour étudier l'influence du creusement de tunnels alignés verticalement avec des tunnels existants en investiguant les degrés d'interaction et son influence sur les formes de revêtement des tunnels. En observant les formes, ils ont conclu que les tassements semblent être plus importants pour les tunnels rapprochés lorsque le tunnel supérieur est creusé en premier. Cependant, à mesure que l'espacement entre les tunnels augmente, les tassements sont plus importants lorsque le tunnel inférieur est creusé en premier.

Addenbrooke & al., (1997) ont effectué une analyse par éléments finis pour étudier les mouvements du sol et le comportement du revêtement dû à la construction de deux tunnels. Ils ont constaté que pour des espacements moins importants, le profil de tassement est plat (figure 1.39).

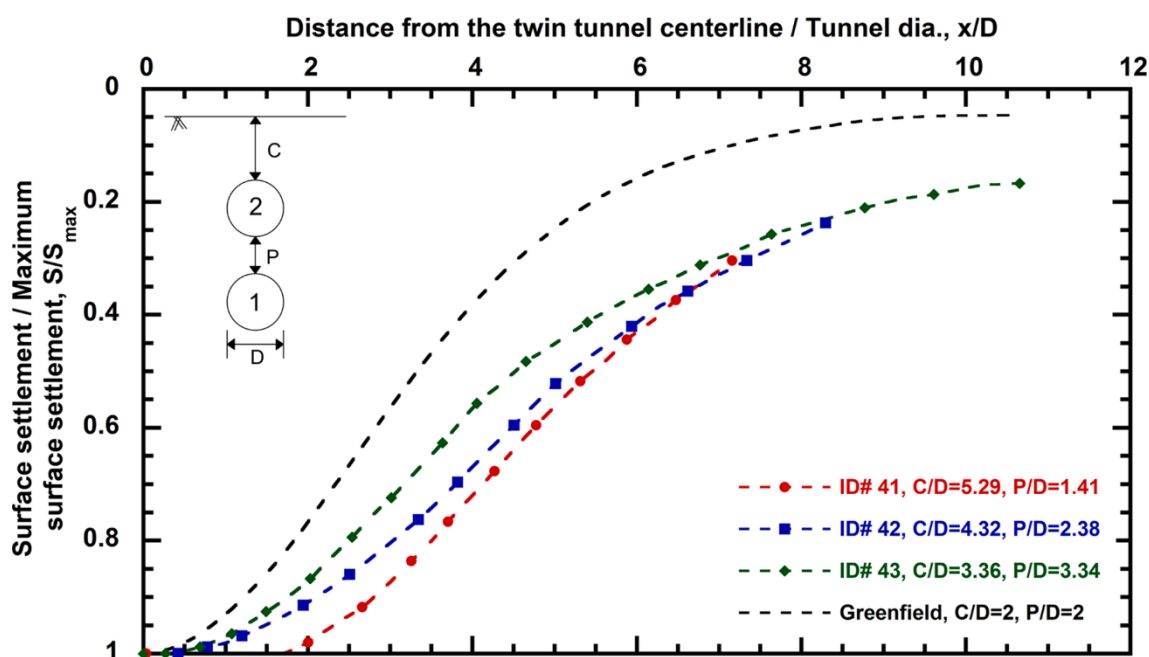


Figure 1.39 Tassement en surface causé par le passage du deuxième tunnel

Pareillement, Hunt (2005) a conclu qu'il n'y a pas d'augmentation relative du tassement survenant sur l'axe central du tunnel existant lorsque l'on contrôle la perte de volume. Il a également indiqué que les changements du profil de tassement sont causés par la seule rigidité du sol avant la rupture et ne tiennent pas compte d'une augmentation de la perte de volume pour le deuxième tunnel.

Les données récoltées par Chehade & Shahrour (2008) et Channabasavaraj & Visvanath (2013) évoquent une certaine augmentation du tassement de surface causée par le creusement de deux tunnels alignés verticalement par rapport à ceux induit par le creusement d'un seul tunnel en raison des interactions entre les deux tunnels. Le tassement maximal calculé au-dessus de deux tunnels était d'environ 40 % plus élevé que celui engendrés par le premier tunnel (supérieur) tout en mentionnant que la formule de Peck surestimait l'ampleur du tassement comme montré sur la figure (1.40).

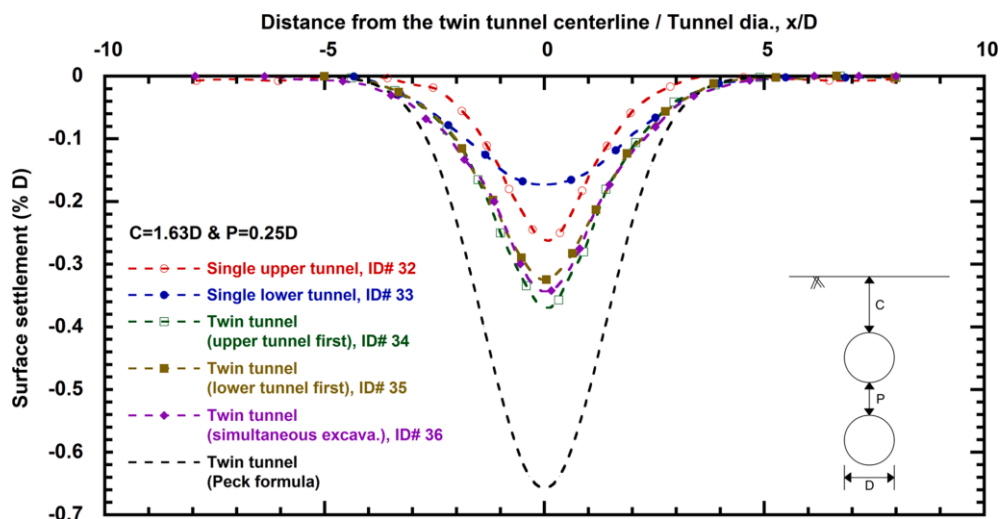


Figure 1.40 Comparaison des cuvettes de tassement en fonction du procédé de creusement

L'ampleur des tassements peut être influencée à la fois par l'espacement entre les deux tunnels et par la profondeur de la couverture du tunnel supérieur. Do et al. (2014) ont réalisé une simulation numérique 3D de tunnels superposés et ont découvert que plus les tunnels sont profonds, plus le déplacement est faible. Dans le même contexte, Hunt (2005) mentionne que lorsque le nouveau tunnel est creusé au-dessus du premier, le tunnel existant se soulève vers le haut. Cependant, le soulèvement se produit toujours quelle que soit la séquence de construction lorsque la profondeur de la couverture du tunnel du haut est inférieure à deux fois le diamètre du tunnel ( $2D$ ).

Koungelis & Augarde (2004) ont signalé que lorsqu'un deuxième tunnel est creusé au-dessus d'un tunnel déjà existant, de petits effets d'interaction semblent être présents à une distance verticale séparant les tunnels allant jusqu'à un diamètre, mais disparaissent au-delà de trois diamètres. À une distance verticale de  $3D$ , le champ de contraintes est similaire à ceux présents en site vierge. Les tassements en surface induits par le creusement du nouveau tunnel sont similaires à ceux d'un tunnel seul.

Cependant, lorsque le tunnel supérieur est construit en premier, les effets d'interaction semblent apparaître quelle que soit la profondeur du creusement du deuxième tunnel. Les données expérimentales d'une construction de tunnel à trois stations à proximité de tunnels existants sur la ligne Piccadilly à Londres soutiennent ces résultats numériques où aucune interaction n'est observée pour les profondeurs de pilier au-delà de  $6D$  et  $7D$  (Cooper & al., 2002).

### 1.5.3 Cas de tunnels inclinés (Alignés en diagonale)

Il est désormais courant d'avoir des tunnels parallèles mais à différentes profondeurs tout en maintenant une distance horizontale. Ces tunnels sont appelés tunnels à disposition décalée ou tunnels alignés en diagonale. Comme les excavations de tunnels sont entreprises à différents profondeurs, il y aura des interactions qui peuvent avoir une influence significative sur la distribution des contraintes et par conséquent sur les déformations à l'intérieur des tunnels et le tassement en surface.

Il est important de distinguer les tunnels à disposition décalée des tunnels parallèles et tunnels superposés. Fang & al., (2016) ont constaté que les tunnels à disposition décalée nouvellement construits présentaient deux fois plus de tassement que les tunnels superposés nouvellement construits. Addenbrooke (1996) ont constaté que les tunnels à disposition décalée présentaient les caractéristiques des tunnels côte à côte et superposés. Standing & al., (1996) ont signalé une perte de volume plus importante pour le nouveau tunnel supérieur avec une largeur de cuvette plus grande et un tassement maximal décalé vers le premier tunnel creusé à St. James Park, à Londres. À l'inverse, Nyren (1998) n'a signalé aucun décalage dans la position du tassement maximal au-dessus du deuxième tunnel creusé en second lieu.

Yamaguchi & al., (1998) ont suivi la construction de quatre tunnels rapprochés dans la ville de Kyoto, au Japon. L'influence du creusement d'un tunnel sur un autre existant fut observée à chaque étape de la construction. Les auteurs signalèrent un affaissement important des tunnels supérieurs existants pendant la construction des nouveaux tunnels inférieurs tandis qu'un soulèvement relatif a été observé occasionnellement lorsque des tunnels supérieurs ont été construits au-dessus des tunnels inférieurs existants et l'affaissement résultant du nouveau tunnel était très faible, probablement parce que les tunnels existants fournissaient un support de renforcement. De même, Divall (2013) rapporte que la cuvette de tassement était plus large et plus profonde au-dessus du tunnel le moins profond s'il est creusé en dernier.

Les tunnels à disposition décalée peuvent être décrits en termes de position relative angulaire d'un nouveau tunnel par rapport à un tunnel existant (Hefny & al., 2004). La position relative angulaire est mesurée par l'angle  $\theta$ . Un angle de  $90^\circ$  représente un nouveau tunnel situé au-dessus ou en dessous du tunnel existant (tunnels superposés), tandis qu'un angle de  $0^\circ$  représente un nouveau tunnel situé à côté et à la même profondeur que le tunnel existant (tunnels parallèles). On observe que, lorsque l'angle entre les tunnels augmente par rapport à l'axe horizontal, le tassement du sol de surface diminue (Channabasavaraj & Visvanath, 2013).

L'influence de l'espacement angulaire sur les deux tunnels à disposition décalée a été étudiée numériquement par Chehade & Shahrour (2008) et expérimentalement par Divall (2013). Les résultats montrent que pour les tunnels à disposition décalée creusés dans un sol pulvérulent, plus l'espacement angulaire est important, plus les tassements seront plus grands et situés au-dessus du tunnel construit en dernier (figure 1.41).

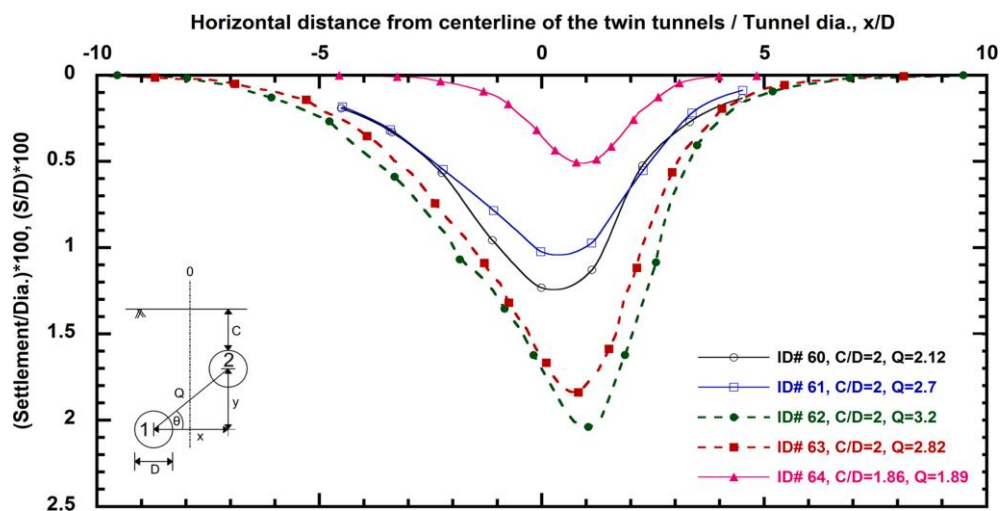


Figure 1.41 Tassement en surface causé par le passage du deuxième tunnel (Tunnels inclinés)

Les tassements induits par le creusement de tunnels à disposition décalée rapportées par Hunt (2005) ont montré que le profil de tassement est directement influencé par la séquence de construction. Lorsque le tunnel supérieur est construit en premier, à un espacement centre à centre rapproché des tunnels, il y a des réductions du déplacement par rapport au tunnel existant. Ce comportement est opposé à celui observé lorsque le tunnel inférieur est construit en premier. Les différences de comportement dans ce cas sont dues à la présence d'un tunnel dans les limites de mouvement du deuxième tunnel.

## 1.6 Conclusion

Ce chapitre a analysé la réponse mécanique du sol induite par le creusement de tunnels, en mettant l'accent sur les tassements verticaux et les déplacements horizontaux. Il a montré que la configuration (parallèle, superposée ou décalée), l'espacement entre les tunnels, ainsi que le mode et le phasage de creusement influencent fortement l'ampleur et la répartition des déformations dans le sol.

Il ressort notamment qu'un creusement simultané tend à amplifier les déplacements, tandis qu'un phasage successif permet de mieux maîtriser les tassements et les mouvements latéraux,

particulièrement dans les sols peu rigides. Les tunnels superposés présentent un comportement asymétrique lié à l'ordre d'excavation, alors que les tunnels décalés génèrent des réponses intermédiaires.

Enfin, ce chapitre a également mis en lumière le rôle souvent sous-estimé des déplacements horizontaux dans l'évaluation de l'interaction sol-structure.

Le chapitre suivant portera sur l'analyse du comportement hydraulique du sol lors du creusement afin d'étudier les effets couplés entre déformation et écoulement.

## Chapitre 2

# Perturbations hydrauliques liées au creusement des tunnels en sols meubles- Analyse bibliographique

---

<b>2.1 Introduction</b>	<b>62</b>
<b>2.2 Hydraulique souterraine dans les milieux poreux- Définitions</b>	<b>62</b>
2.2.1 Nappes souterraines- Définitions	63
2.2.2 Conséquences du rabattement de la nappe en site urbain	65
2.2.3 L'eau souterraine et les ouvrages souterrains	66
2.2.4 Stabilité des fonds de fouilles	68
<b>2.3 Ecoulement des eaux vers les tunnels- Provenance et estimation</b>	<b>69</b>
<b>2.3.1</b> Position du problème	69
<b>2.3.2</b> Estimation des venues d'eau vers les tunnels	70
<b>2.3.2.1</b> Méthodes Analytiques	72
2.3.2.2 Méthodes Numériques	80
2.3.2.3 Méthodes Expérimentales	83
2.3.3 Impact des conditions géologiques sur la stabilité de l'ensemble tunnels- terrain	85
<b>2.4 Retour d'expériences</b>	<b>85</b>
<b>2.4.1</b> Variation des niveaux des nappes suite à l'excavation des tunnels	87
<b>2.4.2</b> Influence des paramètres Hydro-mécaniques sur la réponse des tunnels et des sols	90
2.4.2.1 Influence de la perméabilité	90
2.4.2.2 Uniformité de la perméabilité du revêtement	93
2.4.2.3 Non uniformité de la perméabilité du revêtement	94
2.4.2.4 Perméabilité relative revêtement-sol	94
2.4.2.5 Perméabilité relative coulis-sol- revêtement	95
2.4.2.6 Perméabilité relative segments de joint- sol	96
2.4.2.7 Relation drainage- perméabilité du sol	97
2.4.2.8 Effet du blocage du système de drainage	98
2.4.2.9 Effet de la détérioration du revêtement	99
<b>2.4.3</b> Ecoulement autour des tunnels : Etat de l'art	100
<b>2.5 Conclusion</b>	<b>110</b>

## 2.1 Introduction

La réalisation d'ouvrages souterrains est souvent confrontée à des massifs présentant des conditions hydrauliques assez complexes. Ce creusement aura pour conséquence une perturbation du régime hydraulique provoquant des écoulements des eaux souterraines vers la zone excavée en plus du déséquilibre mécanique et des variations de contraintes causant des tassements en surface et des déplacements en profondeur (Chap. 1).

De même, la variation de la pression causée par la méthode de creusement est néfaste pour l'ouvrage car les débits occurrents dans les parois et l'intrusion des eaux font que cette problématique soit un vrai défi pour le réalisateur et le concepteur.

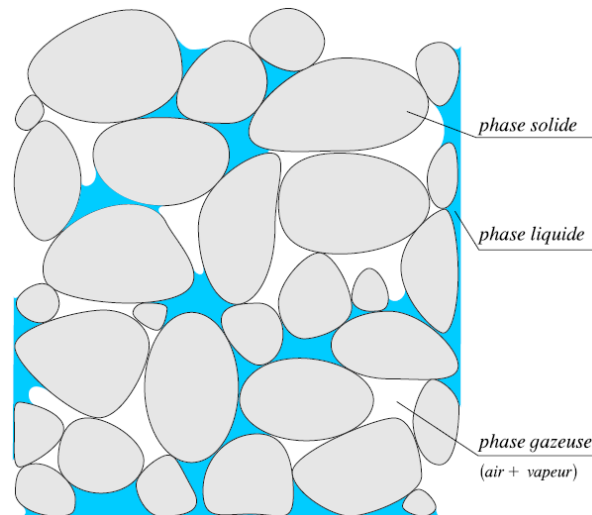
Dans la littérature, plusieurs chercheurs ont abordé cette problématique traitant l'effet du creusement des tunnels dans des terrains aquifères. L'ensemble de ces travaux ont souligné que l'analyse du comportement hydraulique du massif est d'une importance majeure vis-à-vis l'ouvrage et son environnement.

En adéquation avec les objectifs de cette thèse, nous allons présenter dans ce chapitre une étude bibliographique sur l'influence de la présence des eaux souterraines sur le comportement des sols vis-à-vis du creusement des tunnels ainsi que la problématique liée à cette thématique de construction.

## 2.2 Hydraulique souterraine dans les milieux poreux- Définitions

L'écoulement des eaux à travers les milieux poreux est un domaine assez vaste, il représente une problématique pour l'ensemble des ingénieurs. Déterminer le champ de forces et des pressions interstitielles dans les sols, définir les lignes d'écoulement ainsi que les débits d'écoulement sont alors une opération primordiale avant d'entamer des travaux souterrains, ce qui coïncide avec une partie de notre étude : « Etude des écoulements autour des tunnels ».

Les milieux poreux sont un ensemble de composants souvent sous forme de grains solides et d'agrégats, ces derniers sont entourés de zones vides appelées les interstices. Les vides peuvent être occupés par l'air comme par de l'eau ou d'autres fluides, leur continuité permet alors la circulation et l'écoulement des fluides y résidant, les principaux paramètres de ces milieux sont la porosité et la perméabilité (figure 2.1).



**Figure 2.1** Schématisation d'un milieu poreux

Il est à noter que l'écoulement à travers ces milieux est déterminé par trois paramètres hydromécaniques : le gradient hydraulique, le coefficient de perméabilité et la vitesse d'écoulement et sont régis par les deux équations : l'équation de Laplace et l'équation de Darcy dont la résolution est une tâche assez complexe (Atwa, 1996).

### 2.2.1 Nappes souterraines- Définitions

Une nappe est une accumulation d'eau dans un milieu poreux, cette eau est retenue par une formation imperméable appelée mur de la nappe. Généralement, la composante verticale du gradient hydraulique est très faible et il s'ensuit que la charge ne varie pas sur une verticale ainsi le niveau d'eau dans un piézomètre serait indépendant de la position sur la verticale de son extrémité : Le lieu géométrique de ce niveau est la surface piézométrique (Métivier, 2024).

Si la surface piézométrique se situe dans la formation perméable, la nappe est libre, et la surface piézométrique correspond à la surface de la nappe. Au-dessus, le sol est en général non saturé, hormis une zone capillaire mince. Si la surface piézométrique se situe dans une formation imperméable ou au-dessus de celle-ci, la nappe est captive et la formation imperméable est appelée "toit de la nappe (figure 2.2).

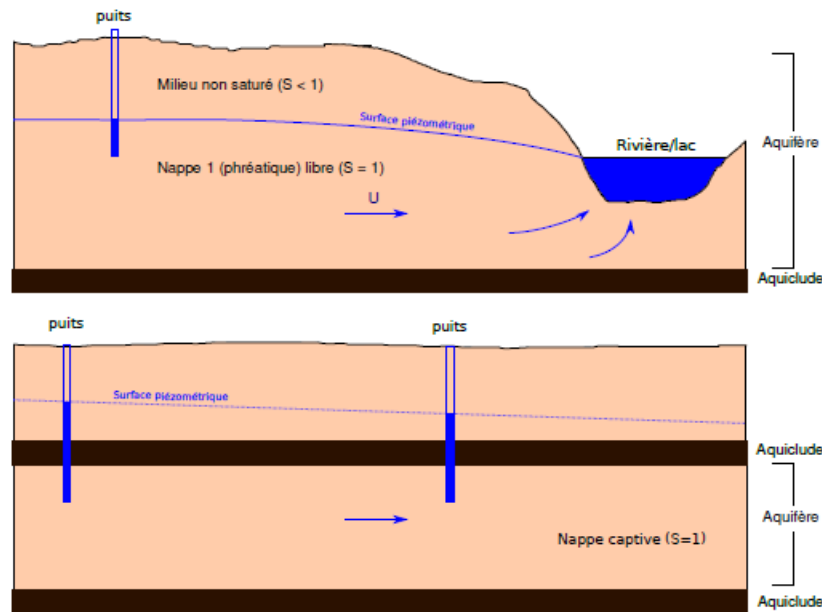


Figure 2.2 Empilement des nappes (Metivier, 2024)

L'interprétation de la surface piézométrique peut fournir plusieurs informations importantes concernant le comportement des nappes phréatiques et leur dynamique pour les ouvrages souterrains. Les principaux éléments que l'on peut tirer de l'analyse de cette surface sont :

- **Effet du rabattement de nappe** : Lors du creusement de tunnels ou d'autres ouvrages souterrains, le rabattement de la nappe peut entraîner une baisse du niveau piézométrique. Cela peut affecter la stabilité des sols environnants et des structures à proximité.
- **Risques de déformation des sols** : Les variations de la surface piézométrique causées par les travaux souterrains peuvent entraîner des tassements ou des soulèvements du sol, affectant ainsi les bâtiments et infrastructures en surface.
- **Stabilité des fondations superficielles** : Les bâtiments fondés superficiellement peuvent être sensibles aux variations du niveau piézométrique, provoquant des fissures ou des désordres si la nappe est modifiée de manière significative par l'extraction d'eau ou le creusement.
- **Influence sur les ouvrages confinés** : Les tunnels et autres structures souterraines construites dans des nappes captives peuvent voir leur comportement modifié si le niveau

piézométrique monte ou descend de manière inhabituelle, pouvant induire des pressions supplémentaires sur les parois de l'ouvrage.

- **Risque de remontée de nappe** : Après la construction d'un ouvrage souterrain, notamment dans des zones où des pompages ont lieu, la remontée de la nappe peut se produire. Cela peut affecter la durabilité des structures souterraines et des fondations.
- **Gestion des eaux souterraines** : L'interprétation de la surface piézométrique est essentielle pour gérer les eaux souterraines durant les travaux souterrains, afin de garantir l'absence d'infiltrations ou d'augmentation des niveaux de nappe dans les zones sensibles, notamment autour des tunnels.

De ce fait, l'étude hydrogéologique aura pour but de mettre en évidence les problèmes liés à l'eau ainsi que les informations sur les nappes et les écoulements d'où la possibilité de fournir des solutions appropriées. Tandis que la géologie précise la nature des terrains et leur structure et permet de localiser les niveaux aquifères.

Par conséquent, pour étudier une nappe, nous devrions débiter par une étude géologique qui permettra de définir sa surface et la nature de sa formation aquifère. À partir de ces relevés, nous pouvons dès alors, tracer la carte piézométrique et définir les éléments qui peuvent influencer les différents modes de constructions.

### 2.2.2 Conséquences du rabattement de la nappe en site urbain

L'influence d'une nappe est généralement sentie dans une zone s'étendant bien au-delà de ces limites. Dans cette zone d'influence, le sol n'est plus soumis à la pression d'Archimède, et par conséquent l'augmentation des contraintes effectives est transmise au sol sous-jacent.

Si ce dernier est compressible, l'augmentation se traduit par des tassements susceptibles d'endommager les constructions se trouvant dans la zone d'action du pompage.

Il est à noter que comme le rabattement d'une nappe est nuisible notamment aux constructions de grande superficie, fondées sur semelles superficielles et s'appuyant sur un sol normalement consolidé ou légèrement surconsolidé, il en est de même pour les constructions souterraines qui sont elles aussi sujettes à ce type de problème et peuvent être touchées considérablement par les rabattement de nappe que ce soit en profondeur ou en surface, menant ainsi aux tassements des bâtiments en surface s'étalant au-delà de la limite de la zone d'influence.

C'est pourquoi, l'exécution d'un rabattement de nappe en site urbain doit susciter beaucoup d'intérêt et faire l'objet d'une étude préalable servant à déterminer les caractéristiques de la nappe.

D'autre part, si la perméabilité du sol est importante ou si les travaux intéressent une couche de terrain formant le toit d'une nappe en charge, il peut être nécessaire de rabattre la nappe par pompage pendant la durée du chantier.

Dans le premier cas il s'agit le plus souvent d'assécher un volume de sol suffisant pour que les travaux puissent être exécutés à sec.

Dans le second cas, le rabattement a pour but de réduire la pression de l'eau dans la nappe en charge et d'éviter ainsi la rupture du fond de fouille par soulèvement (Phénomène de Renard).

Les tassements qui se produisent dans la zone intéressée par le rabattement sont dus à l'augmentation des contraintes effectives dans le sol et à l'entraînement des grains fins du sol vers les puits, on parle d'érosion interne, cette dernière peut généralement être évitée en entourant les puits d'un matériau jouant le rôle de filtre par rapport au sol en place.

### **2.2.3 L'eau souterraine et les ouvrages souterrains**

Statique ou en mouvement, l'eau joue un rôle très important et gouverne la stabilité de nombreux ouvrages en génie civil, il en résulte une importance majeure lorsque ces ouvrages sont réalisés sous la nappe ou totalement immergés.

Sachant que l'eau est l'un des trois composants du sol (grains solides, eau, air), elle possède une grande instabilité ; aussi toute modification apportée par les travaux à ses conditions de gisement a une incidence directe sur le comportement du sol, non seulement au droit de l'ouvrage lui-même, mais également dans sa mitoyenneté.

De même, les eaux souterraines sont en mouvement continu ; ceci résulte de la différence des pressions par rapport aux conditions d'équilibre existante.

Dans la partie saturée du massif encaissant, les écoulements sont régis par la loi de Darcy et la formulation de la conservation du fluide ; la résolution de tels problèmes a été abordée et a suscité un intérêt dans le domaine de la géotechnique et aussi en hydrologie.

On dit que l'eau est l'ennemie « n° 1 » du génie civil, et ceci est dû aux multitudes de problèmes qui en résulte lors des constructions en présence de nappe. Nous pouvons distinguer trois types :

1. Les problèmes d'épuisement, de rabattement de nappes.
2. Les problèmes causés par les forces d'écoulement qui s'exercent sur les grains.
3. Les problèmes posés par l'influence du temps d'écoulement sur le comportement de ces sols.

Parmi les difficultés rencontrées sur chantier, nous retrouvons le problème lié à la circulation des eaux causée par le creusement, ses lignes d'écoulement et les procédés de drainage.

En second lieu, nous rencontrons les problèmes liés à la pression d'eau et sa dissipation dans le massif, et pour finir, les venues d'eau avec de gros débits causant souvent des ruptures pour les zones creusées au niveau des voutes et les radiers car ce sont les points agissants tels qu'un drain (Lu & al., 2020).

L'utilisation de la méthode du bouclier est limitée par les conditions techniques de pression d'eau. Cela est principalement dû à l'incertitude de la capacité de support de pression des chambres d'étanchéité du bouclier sous différentes conditions lorsqu'elles sont soumises à différentes pressions d'eau externes.

Les tassements en présence d'eau sont subdivisés en deux catégories complémentaires :

- La première composante englobe les tassements qui accompagnent de façon immédiate le creusement des tunnels, la perturbation provoque les écoulements vers la zone excavée et qui, à leur tour drainent et baissent le niveau de la nappe phréatique, ce rabattement engendre des tassements que nous pouvons qualifier d'immédiats.
- La deuxième catégorie recouvre les tassements différés qui se manifestent de façon très importante lorsque le creusement est effectué dans des sols fins très compressibles ayant de faibles caractéristiques mécaniques.
- Après passage du front, les zones d'influence autour des zones excavées subiront une variation des contraintes, ce changement brusque donnera lieu à un changement d'état pour les pressions interstitielles et qui à leur tour provoqueront un confinement autour du front qui se propagera vers la surface et aura une incidence directe sur le sol environnant que ce soit en profondeur ou en surface (El Houari, 2015).

D'où la nécessité de placer toute étude hydraulique des sols dans son contexte hydrogéologique : ceci nécessite une étude étendue à une surface qui dépasse largement les limites de l'ouvrage que ce soit en profondeur ou en latérale.

#### 2.2.4 Stabilité des fonds de fouilles

Nous évoquerons dans ce paragraphe les fouilles qui présentent un facteur très important dans toute construction génie civil dont le comportement ressemble fortement à celui d'une excavation souterraine.

Dans les terrains aquifères, les fouilles posent trois types de problèmes : débit d'épuisement, stabilité du fond de fouille et stabilité des constructions environnantes :

Au fond de la fouille, l'écoulement est vertical ascendant et le sol est soumis aux forces, par unité de volume : le poids déjaugé ( $\gamma'$ ) dirigé verticalement vers le bas et la force d'écoulement  $i\gamma_w$  dirigée verticalement vers le haut.

Il existe un gradient ( $i_c$ ), appelé gradient critique, défini par la relation :  $\gamma' = i_c \gamma_w$  tel que les grains solides ne sont plus soumis à aucune force : le sol est bouillant, si le gradient augmente encore légèrement, le sol se soulève, un phénomène de Renard se présente. Pour éviter ce phénomène dangereux et diminuer le débit d'exhaure, on peut travailler à l'abri d'un rideau de palplanches.

Ce phénomène de renard peut également se produire lors de l'ouverture d'une fouille dans une couche argileuse de surface formant le toit d'une couche perméable, si cette dernière dissimule une nappe en charge.

Un écoulement vertical ascendant s'établit à travers l'argile constituant le fond de fouille. Si le gradient de cet écoulement est supérieur au gradient critique, il y a rupture du fond de fouille par soulèvement. Une solution mise en œuvre, la plus couramment, utilisée pour éviter une telle rupture, est celle de réduire localement la charge hydraulique par pompage dans la formation perméable.

Dans le cas des fouilles soutenues par des palplanches, la stabilité du fond est traitée en contraintes effectives. En effet, les sols situés à l'extérieur de la fouille tendent à refouler le sol sous-jacent vers la fouille et par conséquent, influencer les structures avoisinantes.

D'après le Congrès international AFTES (2017) à Paris, les travaux du Grand Paris Express ont mis en évidence l'impact des rabattements de nappe sur les ouvrages en milieu urbain. Lors du creusement de tunnels et de stations, les rabattements temporaires de la nappe phréatique ont provoqué des tassements différentiels de plusieurs centimètres en surface. Ces tassements ont principalement affecté les bâtiments anciens reposant sur des fondations superficielles, entraînant l'apparition de fissures sur les façades et dans les structures. En

revanche, les bâtiments récents, fondés sur pieux, ont montré une bien meilleure résistance aux mouvements du sol.

Ce retour d'expérience souligne l'importance des études géotechniques approfondies, de l'identification des types de fondations existantes et de la mise en place de dispositifs de surveillance continue lors des travaux souterrains en environnement urbain.

## **2.3 Ecoulement des eaux vers les tunnels- Provenance et estimation**

### **2.3.1 Position du problème**

Lors de l'avancement du front, l'apport couplé du creusement et des déformations y résultant commencent à se manifester. Ce déséquilibre engendre des écoulements entrants et convergent vers le tunnel dont la quantité varie en fonction de plusieurs facteurs tels que :

- La profondeur du tunnel par rapport au niveau piézométrique,
- La perméabilité du terrain rencontré,
- Le taux de réalimentation de l'aquifère,
- Ainsi que la perméabilité et la nature du revêtement.

Il est à noter que la plupart des problèmes d'hydraulique des sols se rattachent à l'étude d'écoulements à deux dimensions : écoulements plans et écoulements cylindriques. Un écoulement est dit permanent lorsque la distribution des vitesses d'écoulement (et par conséquent celle des charges hydrauliques) ne varie pas dans le temps, un tel écoulement ne peut être obtenu que lorsque le squelette solide ne subit aucune déformation et par conséquent, le débit qui pénètre dans un élément de sol est égal au débit qui en sort (continuité de l'écoulement).

Cette quantité d'eau entrant vers la zone excavée est le plus souvent investiguée dans les travaux de recherche consultés dans la littérature qui se focalisent de façon primordiale sur le mode d'exécution et lui accorde une influence majeure, ceci dit et à titre d'exemple, l'utilisation d'un tunnelier pressurisé engendre une augmentation, plus importante, des pressions interstitielles que pour un tunnelier non pressurisé, ces mêmes pressions vont chuter dans ce dernier cas (Atwa, 1996).

En ce qui concerne les venues d'eau importantes, des problèmes d'inondations peuvent surgir, et créer un véritable danger pour le matériel de construction et la sécurité du personnel. Dans de telles conditions, des dispositions préventives doivent être envisagées.

Par ailleurs, même des venues d'eaux relativement faibles peuvent suffire à perturber les différentes étapes de la construction et des moyens de pompage ajustés doivent être considérés pour évacuer ces débits entrants.

L'écoulement vers un tunnel avec un débit important se passe généralement dans des terrains à forte perméabilité causant un éventuel rabattement de la nappe. Tandis que dans des terrains à de faibles perméabilités, l'écoulement se fait avec des débits nettement inférieurs comparés au premier cas.

Dans les deux cas, ces écoulements sont parfois préjudiciables à l'ouvrage et à l'ensemble du massif et peuvent causer des instabilités au niveau de la structure en voute et au niveau du radier avec des ampleurs différentes. (Laporte, 1988 et Oteo, 1988).

Ces venues d'eaux souterraines vers l'ouvrage furent l'objet de plusieurs travaux de recherche portant sur la réponse d'un massif au creusement sur le plan hydraulique et par conséquent, mécanique, un certain nombre de ces travaux abordèrent l'étude de la réponse hydraulique d'un sol à un creusement et son influence sur les tassements en surface par rapport aux conditions de drainage et la saturation des sols étudiés, nous citerons ci-après quelques-uns d'entre eux.

### **2.3.2 Estimation des venues d'eau vers les tunnels**

Comme il a été précisé dans les paragraphes précédents, les problèmes liés à la présence des eaux sont pluridisciplinaires, et touchent l'aspect hydrologique, hydrogéologique et génie civil en ouvrages souterrains.

La résolution de ces problèmes est passée par plusieurs étapes dans la littérature, passant par diverses approches : expérimentales, analytiques et numériques et ceci en vue de quantifier les éléments nécessaires à la construction souterraine en toute sécurité.

Les méthodes analytiques se basent sur des hypothèses simplificatrices, prenant en considération les paramètres géométriques tels que le diamètre des tunnels, la couverture et la profondeur du tunnel creusé et des paramètres hydromécaniques comme la perméabilité des sols, les modules de déformation et de résistance et les charges hydrauliques étant égales aux cotes par rapport aux axes des tunnels.

Les approches numériques sont les plus courantes de nos jours, ceci est dû à l'évolution et au développement technologique apporté au domaine informatique, garantissant la précision des

calculs, la prise en compte d'un nombre plus important de facteurs pour un temps de calcul raisonnable. Ces méthodes traitent les écoulements vers les tunnels, les profils de rabattement des nappes et les tassements engendrés par les réactions couplées telles que la consolidation.

En réalité, l'étude des réponses hydrauliques autour des tunnels se focalise essentiellement sur la détermination des débits d'écoulement des eaux vers la galerie, et ce afin d'aboutir à une conception assez étanche permettant le drainage continu des eaux car les excavations souterraines auront un rôle assez similaire à celui d'un drain quand ils sont creusés dans un aquifère.

Déterminer ces débits convergents vers l'excavation est une étape cruciale dans la conception de tels ouvrages et pour concevoir les systèmes de canalisation permettant un drainage régulier et une prévention correcte des effets du creusement.

De même, ces débits convergents peuvent donner lieu à des tassements supplémentaires et différés pouvant affecter l'ensemble des structures si l'on se retrouve dans un milieu urbain.

Ces facteurs font que l'eau a pour aptitude de modifier de façon radicale la réaction d'un massif à un creusement et sera soumis à une sollicitation qui le perturbera sur les deux plans hydraulique et mécanique. De même, les eaux souterraines peuvent à tout moment, à court et à moyen terme, aggraver considérablement les risques d'instabilité du massif et de son environnement.

Les modèles développés pour les tunnels ont comme avantages d'utiliser des formules simples qui requièrent peu de données, ces modèles considèrent des conditions idéalisées, ils ne tiennent pas compte notamment de l'anisotropie ni de l'hétérogénéité du milieu qui varient notamment en fonction de la densité de la fracturation et avec la variation de la profondeur.

Les écoulements se produisent sous deux régimes : régime permanent et régime transitoire :

- Les écoulements permanents se produisent lorsque le massif présente un équilibre hydraulique entre les flux sortants écoulés vers le tunnel et la réalimentation de l'aquifère.
- L'écoulement en régime transitoire se produit lors des phases de construction, il s'applique donc aux calculs à court et à moyen terme.

Il existe trois méthodes d'approche pour le calcul de la réponse hydraulique des sols au creusement souterrain, les méthodes numériques basées sur des modélisations détaillées et spécifiées, les méthodes analytiques basées sur des configurations idéalisées qui permettent de faire un calcul hydraulique et les méthodes expérimentales.

### 2.3.2.1 Méthodes Analytiques

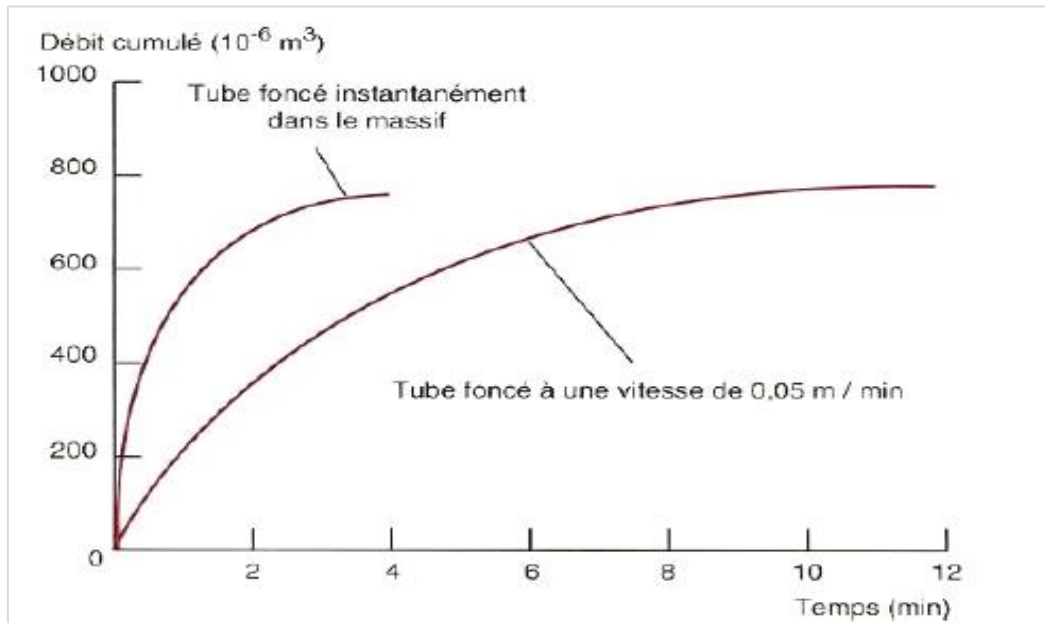
Ces méthodes furent le premier moyen de prédiction et de l'évaluation des écoulements des eaux vers les zones excavées, elles permettaient aussi de calculer les débits d'écoulements. Elles sont précédées par une caractérisation du sol encaissant, cerner ses paramètres hydromécaniques (nature de la nappe, porosité, perméabilité...) et la configuration géométrique des ouvrages souhaités réalisés.

Cette approche traite uniquement les écoulements dans la partie saturée de l'aquifère, cette limitation fait en sorte que la limite supérieure de l'aquifère ne peut pas être déterminée, mais au même temps elle représente une borne pour l'écoulement soit en régime transitoire ou en régime permanent. Les formulations mathématiques seront donc basées sur des hypothèses assignées au massif qui seront très limitées, (homogénéité et isotropie du massif).

Goodman & al., (1965) furent parmi les premiers à développer une expression mathématique pour la prédiction du débit dans les tunnels. Ils ont montré que dans le cas d'un tunnel de longueur infinie creusé dans un sol homogène, isotrope avec un coefficient de perméabilité  $K$ , profondeur  $H_0$  atteignant le niveau de la nappe, le débit en régime permanent  $Q_0$  par unité de longueur du tunnel est donné par la formule dans l'équation (2.1) établie pour un état permanent et valide tant que la nappe n'est pas rabattue par l'existence du tunnel.

$$Q = 2\pi k H_0 / \ln\left(\frac{2H_0}{r}\right) \quad (2.1)$$

En régime transitoire, Goodman & al., (1965) proposent une étude analytique appliquée, le but était de suivre l'évolution en fonction du temps des écoulements au fur et à mesure que le front de taille avance dans le massif. Les travaux étaient réalisés dans un sol à forte perméabilité et ont permis d'obtenir la courbe illustrée dans la figure (2.3). Il est clair qu'un avancement du front à une vitesse constante induit des écoulements inférieurs à ceux causés par un forage instantané.



**Figure 2.3** Variation de l'écoulement en fonction de la vitesse d'exécution (Goodman & al., (1965) cités par (Atwa, 1996)

Le même auteur propose en 1967 une formule pour estimer les débits d'écoulement en régime permanent en négligeant l'effet de rabattement de la nappe qui se manifeste généralement en régime transitoire.

Les travaux expérimentaux menés par Polubarinova & Kochina (1962) avaient pour but de traiter des écoulements vers des drains suivant la théorie des transformations conformes, ils furent consacrés aux études des écoulements vers des drains placés dans des massifs homogènes, le niveau de la nappe étant à une distance  $H'$  de la surface. Cette méthode est applicable aux écoulements en régime permanent sous une nappe en charge et donnée comme suit :

$$Q = 2k\pi H_0 / \ln\left(\frac{4(H_0 - H')}{D}\right) \quad (2.2)$$

Avec :  $H_0$  est la charge hydraulique par rapport au niveau du drain et est donnée sous la forme :

$$H_0 = C + \frac{D}{S} + H' \quad (2.3)$$

Emanant des différents résultats tirés par ces auteurs, Sato & al., (1983) proposent une solution analytique qui fut un progrès important dans ce domaine, et ce en proposant une équation qui repose sur un équilibre hydromécanique et qui évolue dans le temps, cette

formule correspond à un calcul en surface libre pour la première partie, la seconde partie correspond à une réalimentation de l'aquifère représentée par « f » (qui est le taux de réalimentation en surface).

$$Q(t) = Q_0 \cdot e^{\frac{-k \cdot t}{2 \cdot L}} + 2 \cdot l \cdot f \quad (2.4)$$

$Q_0$  : débit initial d'écoulement sans réalimentation de l'aquifère,  $k$  : perméabilité,  $l$  : longueur de la zone non revêtue.

Ces formulations ont eu des résultats concordants avec les travaux de Chishaki (1978) qui a proposé une formule exponentiellement décroissante dans le temps engendrant des écoulements décrits par la forme suivante :

$$Q(t) = (Q_0 - Q_p) \cdot e^{-a \cdot k \cdot t} + Q_p \quad (2.5)$$

Où :

$Q_p$  est le débit d'équilibre et a un paramètre reflétant l'homogénéité du massif.

Descourdes & Rybistar (1987) ont étudié l'influence de la profondeur du substratum imperméable, ces travaux abordèrent l'écoulement des eaux vers le front en conditions tridimensionnelles en variant la perméabilité du revêtement par rapport à celle du sol encaissant comme montré sur la figure (2.4).

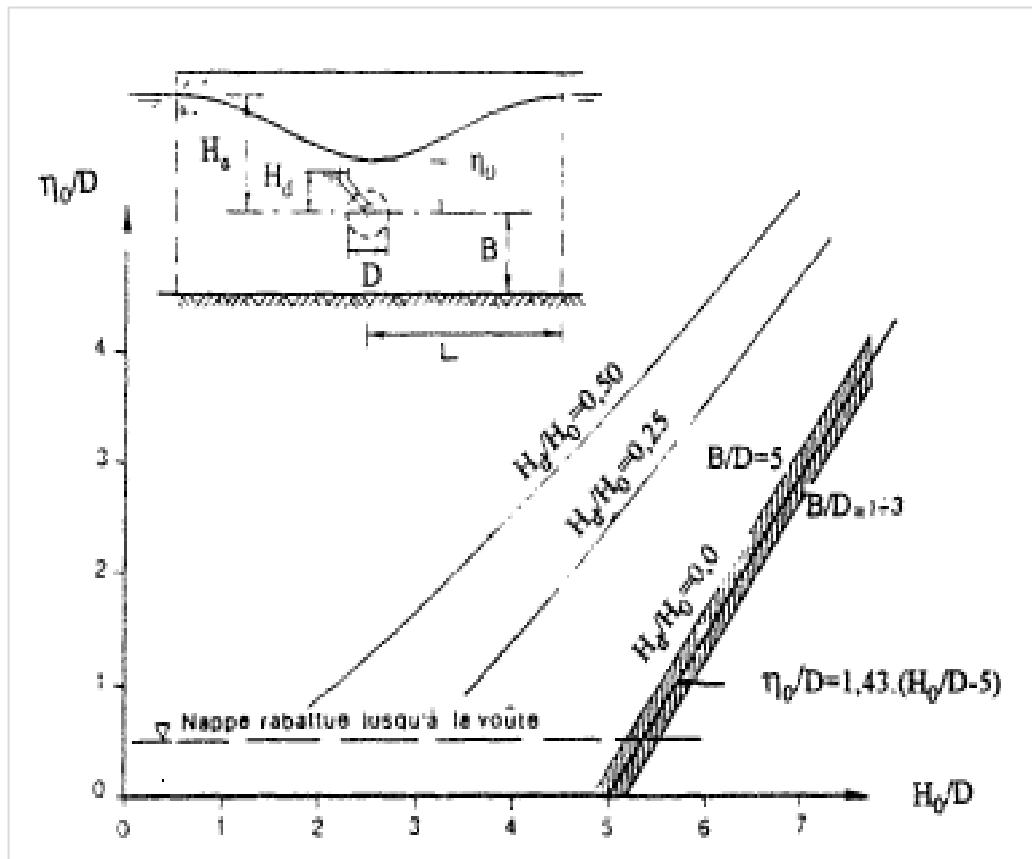


Figure 2.4 Méthode de Déscoeurdes et Rybisar (1987)

Dans le même contexte, Carosso & Giani (1989) ont proposé une équation en se basant sur le modèle de polubarinova en tenant compte du rapport entre la perméabilité du sol par rapport à celle du revêtement, cette relation s'écrit :

$$Q = \frac{2k\pi H_0}{\ln R + \frac{k}{k_l} \ln L} \quad (2.6)$$

R : est le rayon du tunnel,  $k_l$  : perméabilité du revêtement et L l'étendue de la zone d'influence du tunnel.

En concordance avec ces deux derniers travaux, et sachant que la nature homogène ou hétérogène du sol est un facteur important quant à la prédiction des débits d'écoulement, la distribution hydrogéologique des massifs encaissants fait que la perméabilité des sols n'est pas constante en fonction de la profondeur.

Zhang & Franklin (1993) menèrent une étude visant à prendre en compte la variation de la perméabilité avec la profondeur et la stratification des sols en adoptant le principe des sols saturés. Ils proposent une expression du débit donnée comme suit :

$$Q = 2\pi k s \cdot \frac{\gamma}{\gamma_w} \cdot \exp\left(\frac{\gamma}{\gamma'} \cdot A \cdot \left(C - \frac{D}{2}\right)\right) \cdot \frac{\exp\left(\left(\frac{\gamma_w}{\gamma'} \cdot A \cdot H - 1\right)\right)}{A \cdot \left(B_e\left(\frac{AD}{4}\right)\right) - B_e\left(A\left(C - \frac{D}{2}\right)\right)} \quad (2.7)$$

Avec :  $\gamma'$  : poids volumique déjaugé,  $\gamma_w$  : poids volumique de l'eau,  $k_s$  : coefficient de perméabilité du sol au niveau de la surface,  $A$  : taux de la variation du logarithme népérien de la perméabilité avec la profondeur,  $B_e$  fonction du second ordre.

Selon Atwa(1996), les écoulements traités analytiquement sont toujours régis par la loi de Darcy et se situent uniquement dans la partie saturée des aquifères.

Une équation générale décrivant l'écoulement transitoire comme une succession d'état d'écoulement, menant à un équilibre hydraulique supposé comme un écoulement permanent, en prenant en compte l'incompressibilité du fluide et l'indéformabilité du squelette solide supposé saturé, l'équation peut être donnée sous la forme :

$$\text{div}(\mathbf{k} \cdot \text{grad}(h)) = 0 \quad (2.8)$$

Où :

$k$  : est la perméabilité,

$h$  : la charge hydraulique et égale à :  $h = \frac{U_w}{\gamma_w} + z$

$U_w$  : pression interstitielle,

$\gamma_w$  : poids volumique du fluide,

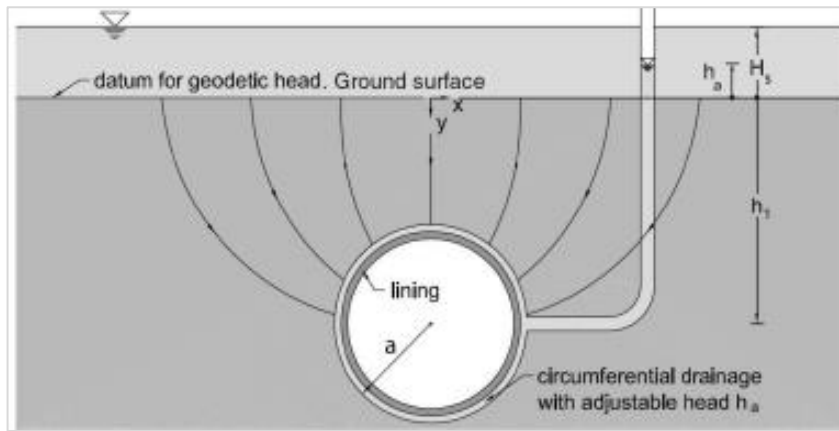
$z$  : la cote du point considéré.

El Tani (1999 et 2003) propose une équation simplificatrice qui tient compte de la perméabilité, la charge hydraulique et le rayon du tunnel excavé. Cette formule est basée sur la série de Fourier, elle s'est avérée efficace après confrontation avec d'autres équations permettant le calcul du débit de plusieurs auteurs tels que Goodman et al., (1965), Lei (1999), Lombardi (2002). L'équation est donnée comme suit :

$$Q = 2\pi k \cdot \left(1 - \frac{3\left(\frac{r^2}{2h}\right)}{\left(1 - \left(\frac{r^2}{2h}\right)\right) \ln\left(\frac{2h - r^2}{r}\right)}\right) \quad (2.9)$$

Kolybas & Wagner (2007) proposent une expression analytique pour estimer les entrées d'eau dans un tunnel drainé en régime permanent (figure 2.5). Contrairement à l'approximation de Goodman & al., (1965), cette équation est valide pour les tunnels profonds

et peu profonds, et elle est plus représentative que la solution de Rat (1973) et de Lei (1999), car elle permet une variation de charge au pourtour du tunnel et à la surface du terrain.



**Figure 2.5** Écoulement de l'eau souterraine vers un tunnel drainé de rayon  $a$  modifié de Kolymbas & Wagner (2007)

Où :

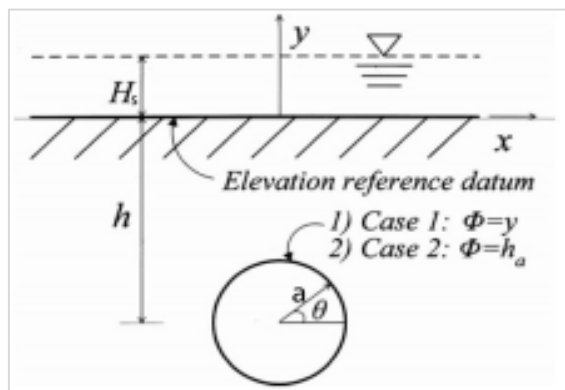
$a$  : Rayon du tunnel.

$H_s$  : Distance entre la surface du sol et le niveau de la nappe

$H_1$  : Distance entre la surface du sol et le centre du tunnel.

Park & al., (2008) ont dérivé des solutions analytiques en utilisant la technique de transformation conforme pour les entrées d'eau dans un tunnel circulaire drainé en régime permanent dans un aquifère semi-infini avec deux conditions aux limites différentes au pourtour du tunnel, soit aucune pression d'eau et une charge constante (figure 2.6).

Les solutions approximées peuvent être utilisées pour des tunnels avec  $a/h \leq 0,4$  ( $h \geq 2,5 a$ ).



**Figure 2.6** Tunnel circulaire dans un aquifère semi-infini (Park & al., 2008)

Où :

$a$  : diamètre du tunnel

$x$  : Distance horizontale

$h$  : Distance entre la surface du sol et le centre du tunnel.

$H_s$  : Distance entre le niveau de la nappe et la surface du sol.

$\Phi$  : charge hydraulique

Tao Xu & al., (2021) propose une solution analytique pour la prédiction des écoulements dans le cas d'un aquifère semi confiné .Le modèle retenu est montré sur la figure (2.7).

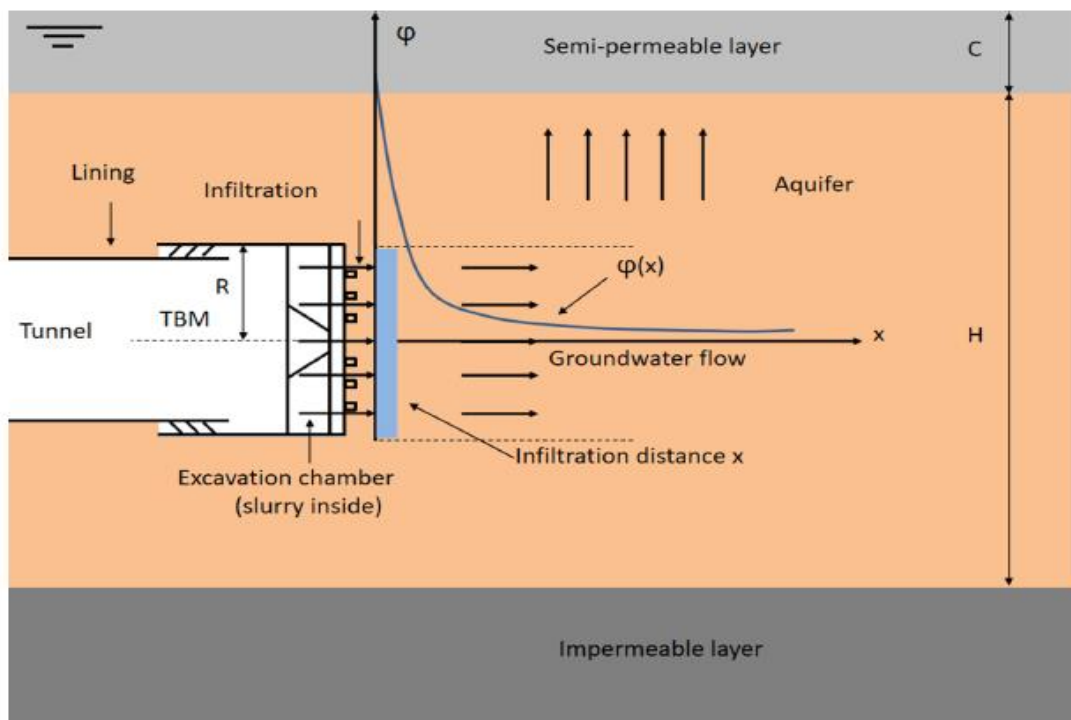


Figure 2.7 Modèle de Tao Xu & al., (2021)

Pour l'évaluation du débit, plusieurs auteurs tels que Goodman et al., (1965), Lei (1999), Karlsrud (2001) et El Tani (2003) ont imposé des hypothèses simplificatrices dans des approches analytiques pour formuler des équations (Tableau 2.1).

**Tableau 2.1** Formules analytiques pour le calcul du débit (cas du régime permanent (El Houari, 2015))

Auteur	Année	Equation
Polbarinova-Kochina	1962	$q = \frac{2\pi K(d - \phi_0)}{\ln(2D/R)}$
Goodman et al.	1965	$Q_0 = \frac{2\pi KH_0}{\ln(2H_0/r)}$
Freeze and Cherry	1979	$Q = \frac{2\pi KH_e}{\ln\left(\frac{2H_e}{r}\right)}$
Heuer	1995	$Q_0 = (2\pi KH_0)/\ln(2H_0/r)(1/8)$
Lei	1997	$q = \frac{2\pi K(d + p_a - \phi_0)}{\ln[D/R + \sqrt{(D/R)^2 - 1}]}$
Lee	1999	$q = (2\pi Kh)/\ln\{(h/r) + \sqrt{(h/r)^2 - 1}\}$
Karlsruud	2001	$q = (2\pi Kh)/\ln\{2(h/r) - 1\}$
El Tani	1999	$Q = 2\pi K \frac{1 - 3\left(\frac{r}{2h}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{r}{2h}\right)^2\right] \ln\left(\frac{2h}{r} - \left(\frac{r}{2h}\right)^2\right)}$
Lombardi	2002	$Q = 2\pi k \frac{h}{\ln\left(\frac{2h}{r} \left(1 + 0.4 \left(\frac{r}{h}\right)^2\right)\right)}$
El Tani	2003	$Q = 2\pi K \frac{1 - 3\left(\frac{r}{2h}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{r}{2h}\right)^2\right] \ln\left(\frac{2h}{r} - \left(\frac{r}{2h}\right)^2\right)}$
Kolymbas &wagner	2007	$Q_2 = \frac{2\pi k_{aq}(-h_a + H)}{\ln\left(\frac{h}{r} + \sqrt{\frac{h^2}{r^2} - 1}\right)}$

Nous notons que :  $H_0$  est la distance entre l'axe du tunnel et le niveau de la nappe,  $r$  le rayon,  $k$  la perméabilité.

Les approches analytiques proposent une étude dédiée aux configurations bidimensionnelles uniquement, ce qui représente une restriction du domaine d'application, notons aussi que ces méthodes stipulent que l'aquifère doit être isotrope et homogène.

D'autant plus, l'approche analytique tient compte des écoulements se produisant au-dessous du niveau piézométrique seulement, ce qui mène à une négligence de la distribution des pressions interstitielles autour des tunnels creusés si ces derniers se retrouvent dans une zone relativement moins saturée.

De ce fait, l'application de la méthode numérique basée sur une des deux méthodes : méthodes des différences finies et la méthode des éléments finis, qui proposent une étude plus large, prenant en considération toutes les contraintes géométriques menant à une schématisation plus fine du problème traité présente vraiment un atout pour ce genre d'étude.

### ***2.3.2.2 Méthodes Numériques***

Le développement des outils informatiques a rendu l'approche numérique plus performante donnant des résultats plus fiables en considérant un nombre de facteurs nettement plus important allant de la nature du revêtement des tunnels à la distribution des pressions interstitielles aboutissant aux deux types de calculs hydrauliques : en régime permanent et en régime transitoire.

C'est dans la fin des années soixante que l'approche numérique fut utilisée pour la première fois par Whitherspoon (1969) et Javandel (1969), les écoulements furent étudiés en considérant des milieux poreux saturés aux limites sous une nappe en charge constante.

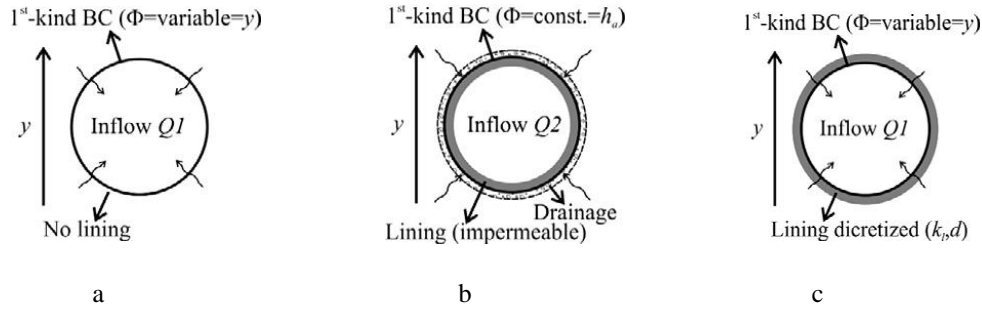
La particularité des méthodes numériques réside en leur aptitude à résoudre des problèmes complexes liés au creusement des tunnels sur les deux plans : mécanique et hydraulique, les écoulements sont repris et simulés pour les configurations hydrauliques les plus ambiguës.

Les conditions aux limites appliquées aux modèles, la situation géologique et géométrique et les propriétés intrinsèques du massif sont prises en considération dans les approches numériques, ce qui n'est pas le cas pour les approches analytiques (El Houari, 2015).

Les approches numériques ne procèdent pas à des simplifications des calculs, cet apport doit être accompagné d'une introduction d'un nombre de données plus important, une fois tous les facteurs rassemblés, les résultats tirés seront nettement plus précis quant à ceux tirés d'après la méthode analytique.

Anagnostou (2002) et Atwa (1996) ont repris le concept des conditions aux limites appliquées aux modèles, Butscher (2012) (figure 2.8) précise que les conditions aux limites imposées à la périphérie de la zone excavée peuvent être observées à court et à long terme en trois conditions :

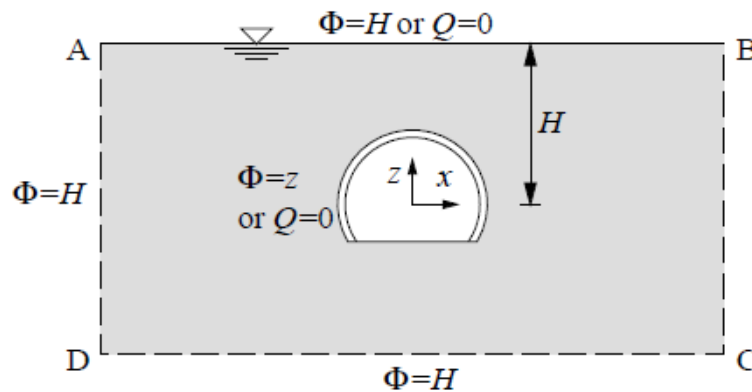
1. Le tunnel n'est pas encore revêtu et non drainé,
2. Une couche de drainage entourant le tunnel revêtu,
3. Le tunnel est revêtu et non drainé.



**Figure 2.8** Conditions aux limites à la périphérie du tunnel (Butscher, 2012) a : tunnel non revêtu et non drainé. b : tunnel revêtu et drainé. c : tunnel revêtu non drainé.

Selon Anagnostou (2002), les conditions aux limites doivent être soigneusement appliquées. La charge hydraulique doit être considérée homogène dépendante de la cote  $H$  ( $H$  : la distance entre le centre du tunnel et le niveau de la nappe). Les conditions aux limites au niveau de la nappe varient en fonction des conditions hydrogéologiques. (figure 2.9).

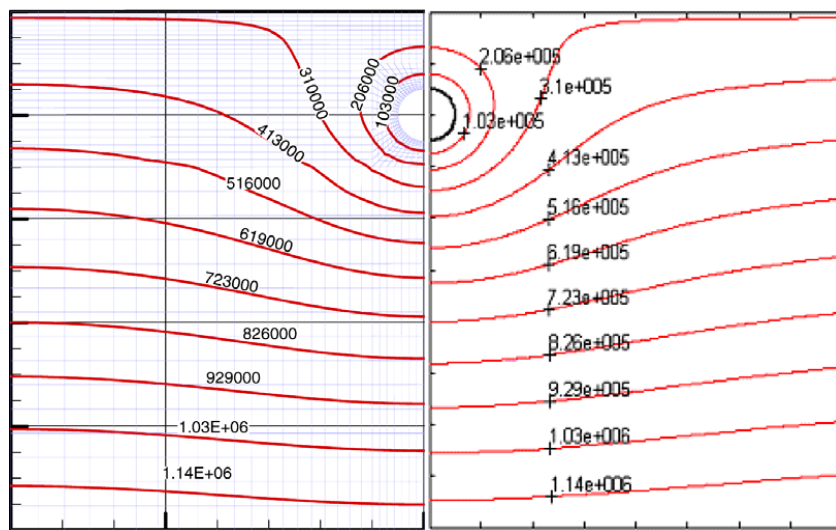
Dans le cas d'une « nappe en charge » à réalimentation continue, la cote  $H$  reste constante pour l'ensemble des étapes de calcul et le fait d'y excaver donnera lieu à une diminution des pressions interstitielles dans la partie supérieure à la clé du tunnel.



**Figure 2.9** Exemple de CAL hydrauliques pour une nappe en charge (Anagnostou, 2002).

Le traitement continu des données numériques est basé comme cité dans les paragraphes précédents sur un choix relativement arbitraire. La surface libre est définie comme étant la surface où la pression est atmosphérique, une telle grandeur fait que la perméabilité diminue brusquement.

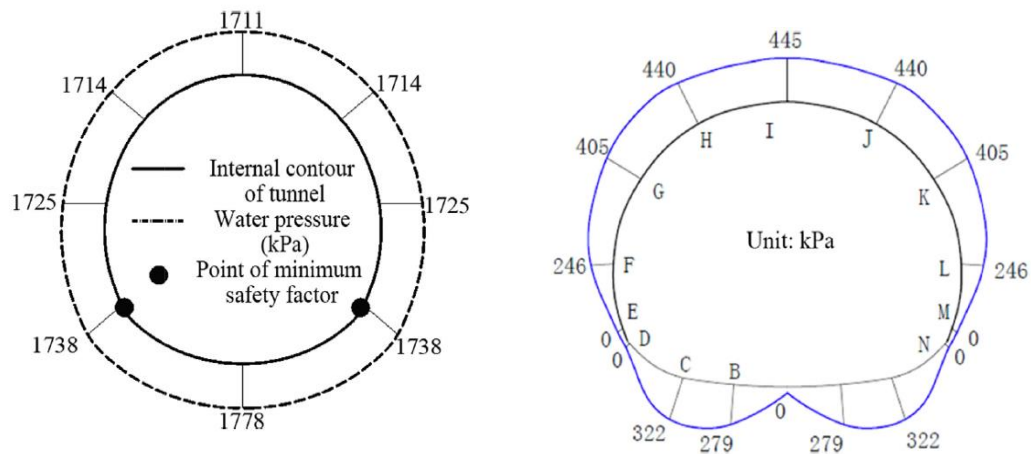
Dans l'étude de Ming & al. (2010), des solutions analytiques sont dérivées, le tunnel est creusé dans une couche aquifère entièrement saturée, homogène et isotrope. La charge hydraulique et la pression interstitielle sont supposées constantes au périmètre du tunnel. Une comparaison entre la solution et le code de calcul FLAC3D montre une bonne concordance (figure 2.10).



**Figure 2.10** Comparaison entre solution analytique FLAC3D (à droite) et résultats FLAC3D (à gauche) pour la distribution de la pression interstitielle autour du tunnel. (Ming & al., 2010)

Yanna Ma & al., (2021) proposent une étude de l'influence de la pression des eaux souterraines sur le revêtement des tunnels plus spécifiquement les zones riches en eau. L'auteur précise que les risques résultant d'un écoulement avec un gros débit donne lieu à deux phénomènes : Le premier est en relation avec les conditions géologiques du sol excavé et les conditions météorologiques extrêmes qui permettent l'alimentation de la nappe phréatique. Le second phénomène est la fissuration du revêtement au niveau de la clé supérieure et des parois latérales.

Sur ce point, l'auteur propose des mesures de traitement combinant le blocage des eaux au biais d'un drainage ce qui permet une diminution considérable des pressions autour des tunnels comme montré sur la figure (2.11).



**Figure 2.11** Modèle de Yanna Ma & al. (2021)

Un modèle de prédiction des écoulement autour des tunnels est proposé par Jia-Qing Zhou & al., (2021) en adoptant un modèle non Darcien en adoptant la formule de Forchheimer en se basant sur le modèle d'El Tani (2003), Kolymbas & Wagner (2007) et Park (2008), les résultats ont montré la nécessité de la prise en considération de l'effet non darcien lors des modélisations.

### 2.3.2.3 Méthodes Expérimentales

Les méthodes expérimentales ont permis d'établir des formulations et corrélations ainsi que des abaques permettant la détermination des débits d'écoulements vers les zones creusées, nous citons les travaux de Zeller (1954) (figure 2.12). Les méthodes expérimentales se divisent essentiellement en deux modèles :

Le modèle de sol reconstitué : ce modèle est constitué de trois réservoirs : un plan médian où le matériau est placé, un réservoir dédié à l'alimentation du système et enfin un autre réservoir recevant les débits sortants. Le matériau utilisé pour ce modèle est usuellement du sable compacté à une porosité requise et une alimentation filtrée en eau afin d'éviter le colmatage du dispositif. Le remplissage est effectué tout en vérifiant l'équation de Darcy. La pratique courante fait que du sable gros est utilisé, il sera traversé par un liquide visqueux (mélange d'eau et de glycérine) pour assurer la validité de la loi de Darcy et la réduction des remontées capillaires qui peuvent fausser les résultats.

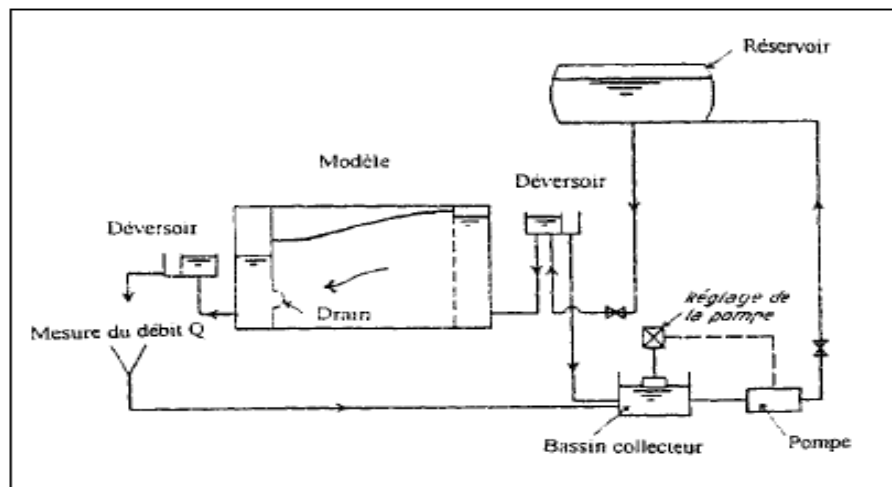


Figure 2.12 Modèle de Zeller (1954) : méthode d'un sol reconstitué (Atwa, 1996)

Modèle de Hele-Shaw : appelé aussi le modèle des plaques rapprochées, ce modèle consiste à étudier l'écoulement d'un liquide visqueux entre deux plaques étroitement espacées suivant une loi analogue à celle de Darcy.

La figure (2.13) montre un dispositif modélisant l'écoulement vers un tunnel, ce modèle était constitué de deux plaques parallèles espacées de 1.5 à 2.5 mm dont l'une doit être en verre afin de permettre le suivi de l'évolution des écoulements.

La charge hydraulique est mesurée par des lectures manométriques grâce à des capteurs installés sur les plaques, le liquide utilisé pour ce modèle est souvent de l'huile minérale est peut-être remplacée par un mélange d'eau et de glycérine.

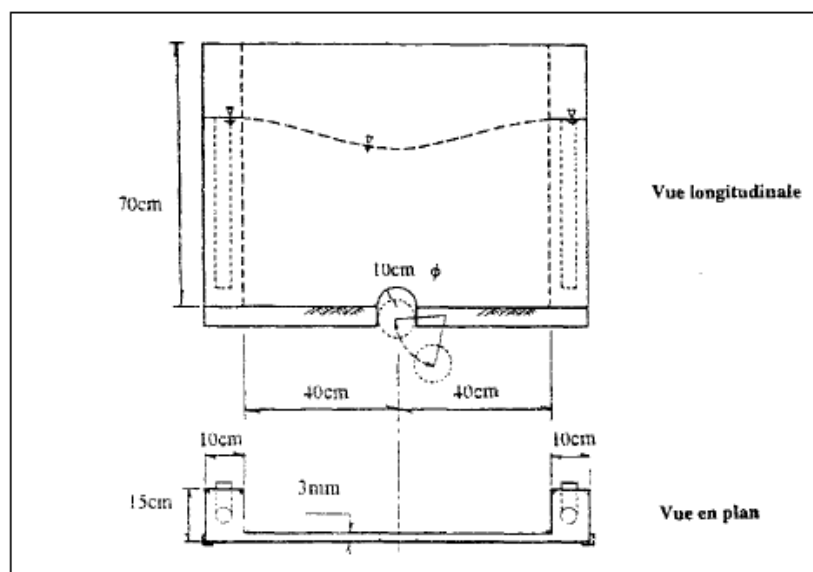


Figure 2.13 Modèle Hele-Shaw réalisé par Chisaki & al. (1978)

### **2.3.3 Impact des conditions géologiques sur la stabilité de l'ensemble tunnels-terrain**

L'interaction entre les tunnels jumelés et le massif environnant est fortement influencée par les conditions géologiques du site. La nature lithologique, et l'état des contraintes in situ jouent un rôle fondamental dans la stabilité du système tunnels-terrain.

En sol meuble, et plus particulièrement en sol sableux (notre cas d'étude), la faible cohésion et la forte perméabilité favorisent les infiltrations d'eau et l'érosion interne, compromettant la cohésion du massif et amplifiant les tassements différentiels.

L'effet du niveau de la nappe phréatique est un facteur clé, influençant directement le degré de saturation du sol et les risques d'instabilité associés. De plus, la perméabilité du sol joue un rôle majeur dans la migration des eaux souterraines et leur impact sur le tunnel, notamment en ce qui concerne les venues d'eau et les tassements induits.

Enfin, la pression interstitielle conditionne la résistance effective du sol, et sa variation lors du creusement peut entraîner des instabilités allant de la liquéfaction du sol à des effets de soulèvement du radier.

En fonction de ces conditions hydrogéologiques, plusieurs mécanismes d'instabilité peuvent être observés, notamment des tassements et affaissements en surface affectant les infrastructures voisines, l'effondrement du front de taille en raison d'une perte excessive de soutien, ainsi que des déformations importantes du revêtement induites par une redistribution non maîtrisée des contraintes. Dans les formations meubles saturées, ces déséquilibres peuvent s'aggraver jusqu'à provoquer des ruptures progressives, nécessitant une étude approfondie des paramètres géomécaniques et hydrauliques pour anticiper et atténuer ces risques.

### **2.4 Retour d'expériences**

Au cours des dernières années, la méthode du bouclier a été largement utilisée dans la construction de tunnels en raison de ses avantages en termes de maniabilité, de sécurité de construction et de haute efficacité. Lors du creusement du tunnel par bouclier, la queue du bouclier supporte la pression du sol et de l'eau et bloque la connexion hydraulique entre le sol encaissant et l'intérieur du tunnel.

Si le système d'étanchéité de la queue du bouclier est perforé, cela entraînera des infiltrations d'eau et provoquera l'effondrement du sol (Cao & al., 2020).

La science de nos jours permet de prédire plusieurs comportements basés sur le principe d'action-réaction, ainsi il est devenu possible de bien cerner le milieu dans lequel nous construisons.

En souterrain, les constructions se font de plus en plus sous la nappe, une multitude de recherches axées sur cette problématique sont réalisés et dédiés aux phénomènes résultants.

Nul ne peut réfuter que la prédiction de la réponse hydraulique, pendant et après la réalisation (à court et à long terme), est une tâche difficile visant à assurer le dimensionnement adéquat, la bonne réalisation et la sécurité de l'ouvrage.

Le comportement à long terme des tunnels dépend généralement de leur interaction avec le sol environnant induite par divers facteurs internes et externes, y compris, mais sans s'y limiter, les caractéristiques du sol, les eaux souterraines, conditions d'étanchéité et de drainage des tunnels.

Les facteurs à court terme, tels que les surcharges accidentelles et les excavations adjacentes, peuvent déclencher des réactions de courte durée, notamment des mouvements de terrain temporaires et des déformations du tunnel, qui, s'ils sont jugés excessifs, peuvent être traités et gérés par des mesures d'atténuation.

Cependant, les influences à long terme, notamment l'évolution de la perméabilité du revêtement, les débits d'écoulement des eaux souterraines, les fuites, la corrosion de l'acier et la dégradation du béton, exercent généralement des effets durables sur les performances des tunnels, posant de grands défis à la fonctionnalité et à l'entretien à long terme.

Pour les tunnels situés sous le niveau de la nappe phréatique, l'interaction avec les eaux souterraines est inévitable. Certaines études ont montré le rôle dominant des eaux souterraines dans le rendement des tunnels.

La variation du niveau des eaux souterraines, due à des facteurs tels que l'élévation du niveau de la mer et l'extraction des eaux souterraines, peut entraîner des changements notables dans la réponse du sol et du tunnel, donnant à leur tour lieu à une modification de la pression interstitielle et à la déformation du revêtement.

En outre, encadrer la variation de la perméabilité du sol environnant et du revêtement du tunnel est essentiel pour régir le comportement à long terme du tunnel.

Pour mieux comprendre l'influence de la réponse hydraulique des sols sur le comportement à long terme des tunnels, les chercheurs sont tenus de prédire l'effet la variation des écoulements des eaux souterraines sur les excavation et de la perméabilité.

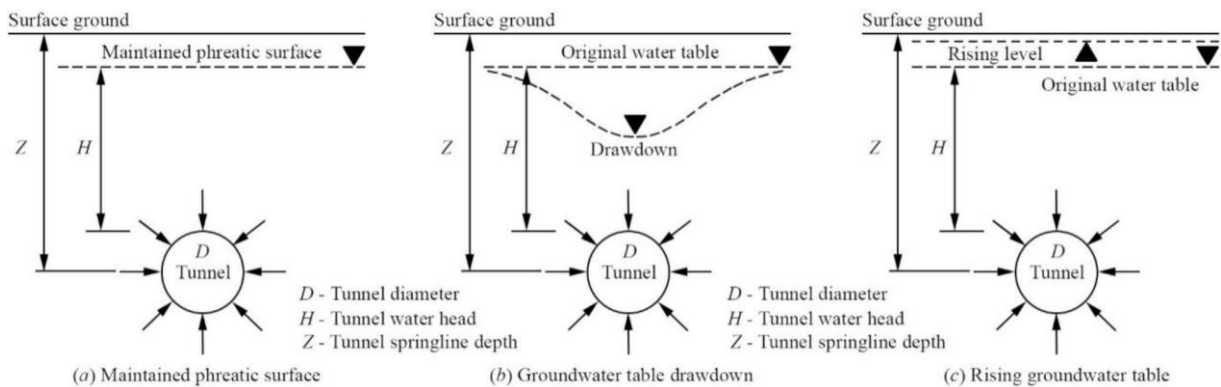
De telles prédictions sont généralement effectuées, de plus en plus, soit par modélisation numérique détaillée (Anagnostou, 1995 ; Molinero & al., 2002 ; Butscher, 2012), seule apte à prendre en compte la géométrie particulière autour du front, ou, plus rapidement, par des modélisations analytiques basées sur des configurations d'écoulement idéalisées comme celles de Goodman & al., (1965), Lee (1999), Karlsrud (2001), El Tani (1998, 2003, 2010), Butscher (2012) en états permanent et/ou transitoire qui sont citées dans la littérature (Perrochet & Demattes, 2007).

Dans cette multitude de travaux de recherches qui ont traité les écoulements des eaux vers les tunnels, les calculs se basent sur des approches numériques ou analytiques et/ou expérimentales, on peut citer ceux de Chisaki et yang (1977), Sato (1983), Fitzparick (1981), les travaux de Dupuit (1863), Romanov (1959) et Casan (1979), Maréchal & Perrochet (2003), Sato et Izawa (1983).

#### **2.4.1 Variation des niveaux des nappes suite à l'excavation des tunnels**

Les eaux souterraines constituent un facteur de risque critique affectant la sécurité des tunnels et elles provoquent des problèmes techniques tels que des fuites ou des inondations dans les tunnels, l'érosion du sol, la déformation du revêtement, la fissuration et les tassements.

Liu & al., (2023) soulignent que les profils des eaux souterraines dans le domaine des tunnels peuvent être classés en trois hypothèses : niveau phréatique maintenu comme montré sur la figure (2.14.a), rabattement des niveaux des nappes (figure 2.14.b) et élévation de la nappe phréatique (figure 2.14.c).



**Figure 2.14** Variation des niveaux des nappes phréatiques  
 Liu & al., (2023)

S'agissant de la première hypothèse où le niveau de la nappe phréatique est maintenu, de nombreuses études ont supposé un niveau phréatique constant pour simplifier l'étude des écoulements autour des tunnels sous le niveau de la nappe phréatique (Wu & al., 2020).

Cette hypothèse est courante dans de nombreuses études analytiques et numériques sur l'influence des eaux souterraines. Atkinson & Mair (1993) ont étudié analytiquement l'influence des eaux souterraines sur les charges à long terme agissant sur revêtements des tunnels, ils mentionnèrent qu'elles ne sont pas affectées par le fait que les récréments soient étanches ou non étanches.

Shin & al., (2002) ont investigué l'impact du mouvement des eaux souterraines sur les forces internes dans les tunnels creusés dans de l'argile à faible perméabilité à Londres et un autre sol granitique à haute perméabilité à Séoul. Les résultats ont montré que les forces internes dans les revêtements des tunnels étaient sous-estimées avec une surface phréatique maintenue.

Zhang & al., (2015) révèlent que la justification des études supposant un niveau de nappe constant sur base sur le fait que le niveau phréatique se soit pas affecté par les écoulements autour du tunnel à partir du moment que la recharge soit suffisante. Bien que cette hypothèse soit largement acceptée et considérée comme raisonnable, elle ne représente pas pleinement l'état réaliste des eaux souterraines autour des tunnels.

Certaines variations du niveau des eaux souterraines sont importantes et ne peuvent être ignorées, comme l'abaissement substantiel de la nappe phréatique causé par les activités de creusement et la surexploitation des eaux souterraines ainsi que la montée de la nappe phréatique due à des événements liés au climat comme les fortes pluies prolongées.

Contrairement à l'hypothèse d'une nappe phréatique constante qui a souvent conduit à sous-estimer la déformation du tunnel, les changements importants de la nappe phréatique mentionnés ci-dessus peuvent contribuer à des tassements différés, une déformation supplémentaire du tunnel et une distorsion croissante du revêtement. Un tel écart provient principalement de la simplification de la modélisation des conditions dynamiques des eaux souterraines qui peuvent affecter de manière significative la distribution de la pression interstitielle et la réponse du tunnel.

Concernant la deuxième hypothèse, le rabattement des eaux souterraines peut être attribué à plusieurs facteurs, principalement l'assèchement et le pompage à des fins industrielles et agricoles ainsi que les activités de construction (Pujades & Juardo, 2021).

Pour les projets de creusement de tunnels, ce phénomène se produit généralement lorsque les tunnels sont construits dans un sol aquifère hautement perméable. Un rabattement du niveau des eaux souterraines influence à son tour les tassements en surface, à titre d'exemple, Yoo & al, (2012) mentionnèrent qu'un rabattement de (25m) a engendré un tassement supplémentaire de 160 mm pour un tunnel construit sous le l'aéroport d'Incheon en Corée du Sud et une augmentation des forces internes au niveau du revêtement suite à une réduction de la pression de l'eau interstitielle autour du tunnel.

Les principales causes du rabattement des eaux souterraines sont les activités de creusement de tunnels, l'écoulement d'eaux souterraines, l'assèchement et la recharge insuffisante et les changements climatiques.

En général, le rabattement des eaux souterraines induit une influence non négligeable sur les réponses du sol traduite par un tassement supplémentaire, une augmentation de la contrainte effective autour du tunnel, une augmentation des forces internes du tunnel et de la déformation du revêtement. Alors que les études numériques antérieures ont amélioré notre compréhension de ces effets, les résultats obtenus par le biais d'investigations expérimentales et de surveillance sur le terrain sont limités. Les modèles précédents supposaient souvent des niveaux hydrostatiques d'eau souterraine différents pour représenter le rabattement, négligeant l'évolution à long terme des nappes phréatiques, ce qui a donné lieu à des estimations de performances des tunnels inexacts et imprécises.

Quant à la troisième hypothèse, l'élévation du niveau des nappes est associée à divers facteurs liés au changement climatique, tels que l'élévation du niveau de la mer et les fortes pluies

prolongées. Ces dernières années, on a assisté à une augmentation du niveau des eaux souterraines dans de nombreuses villes du monde, telles que Pékin, Londres, New York, Barcelone, Milan suscitant des inquiétudes quant à son impact à long terme sur la sécurité des tunnels (Gattinoni & Scesi, 2017).

Tout comme l'abaissement du niveau des eaux souterraines, l'élévation des niveaux entraîne également de nombreux problèmes d'ingénierie, comme le soulèvement du sol et du tunnel, et des dommages aux structures en surface. À cette fin, des travaux de recherche ont été faits pour répondre à ces préoccupations.

Gattinoni & Scesi (2017) ont résumé à partir de résultats numériques qu'à Milan, une élévation de la nappe phréatique de 10 m au cours des 20 dernières années autour des tunnels présente un risque significatif pour la stabilité et l'entretien du tunnel.

Grâce à des tests sur modèle, Liu & al., (2023) ont constaté un développement de déplacement en trois étapes dans les tunnels creusés dans un sol pulvérulent lors de l'élévation du niveau des eaux souterraines : un tassement initial dû à la compression du sol, un soulèvement vers le haut et un nouvel enfoncement avec une baisse du niveau des eaux souterraines.

Xu & al., (2021) ont noté qu'une élévation continue du niveau des eaux souterraines engendre des fissures du revêtement, une réduction de la capacité portante structurelle du tunnel et une augmentation des moments fléchissant au niveau du revêtement.

## **2.4.2 Influence des paramètres Hydro-mécaniques sur la réponse des tunnels et des sols**

### **2.4.2.1 Influence de la perméabilité**

Laver & al., (2017) affirment que la perméabilité du sol et du revêtement sont les deux facteurs critiques influençant la réponse des sols et des tunnels sur le plan hydromécanique. La perméabilité du sol contrôle la vitesse à laquelle les eaux souterraines s'écoulent dans le sol, tandis que la perméabilité du revêtement régit le régime d'écoulement de l'eau autour de la limite de drainage du tunnel.

L'impact des deux facteurs sur le comportement du tunnel a été principalement étudié sous trois aspects : ampleur, anisotropie et uniformité. De plus, la perméabilité relative entre le sol et le revêtement du tunnel est un autre facteur trop important pour être ignoré.

Concernant l'effet de la perméabilité du sol, cette dernière affecte la distribution de la pression interstitielle autour des revêtements et le changement résultant du comportement du sol et du tunnel.

Soga & al., (2017) ont identifié la perméabilité, la compressibilité et l'anisotropie du sol comme les causes dominantes du tassement induit par la consolidation des sols argileux à faible perméabilité autour des tunnels réalisés à Londres.

De même, Zhou & al., (2020) ont souligné l'influence de la perméabilité du sol sur le tassement au-dessus des tunnels réalisés dans des sols sableux, leurs résultats indiquent que perméabilité du sol est un facteur primordial qui contrôle l'interaction tunnel/sol car elle régit le taux d'entrée d'eau.

En ce qui concerne la grandeur de la perméabilité du sol, de nombreuses études ont montré que la perméabilité du sol influence considérablement la stabilité des tunnels, en se concentrant sur les aspects suivants :

- 1- La distribution de la pression interstitielle derrière les revêtements du tunnel,
- 2- La déformation et le tassement du sol,
- 3- La charge appliquée au revêtement et la déformation du tunnel.

En général, les sols à faible perméabilité comme l'argile maintiennent une pression interstitielle élevée sur les revêtements des tunnels, créant de nouvelles limites de drainage, tandis que les sols à haute perméabilité comme les sols sableux provoquent une dissipation rapide de la pression interstitielle, réduisant la pression hydrostatique agissant sur le revêtement des tunnels.

La variation de la perméabilité du sol affecte à la fois l'ampleur et la vitesse du tassement du sol : les sols à haute perméabilité permettent un drainage rapide et une consolidation plus rapide, tandis que les sols à faible perméabilité retiennent les eaux souterraines, ce qui entraîne un processus de consolidation plus lent et un tassement différé retardé. La perméabilité du sol affecte le mouvement de l'eau à travers le sol, ce qui a à son tour un impact sur la distribution de la pression interstitielle et la contrainte effective agissant sur les revêtements des tunnels, contribuant par la suite aux variations des forces internes et de la déformation du revêtement.

La grandeur de la perméabilité du sol peut être déterminée par des tests *in situ* ou en laboratoire et devrait théoriquement varier avec le temps en raison de l'évolution du rapport des vides dans le sol, de la contrainte effective.

La plupart des études examinant l'effet de la perméabilité ont réalisé une évaluation perspicace mais inexacte des réponses du sol et du tunnel en supposant des couches de sol homogènes, une perméabilité du sol constante et des variations subjectives de la perméabilité. Ces simplifications facilitent l'analyse mais ne parviennent malheureusement pas à révéler l'effet réaliste de la perméabilité du sol sur la performance à vie du tunnel.

En ce qui concerne l'anisotropie de la perméabilité du sol, les chercheurs ont utilisé un terme appelé rapport d'anisotropie de perméabilité (le rapport de la perméabilité horizontale ( $k_h$ ) sur la perméabilité verticale ( $k_v$ ) pour étudier son effet sur la réponse de l'ensemble Sol/Tunnel (Verruijt, 2018).

En tant que propriété inhérente, différents types de sol ont des distributions d'anisotropie de perméabilité différentes. L'anisotropie de la perméabilité du sol contrôle principalement la capacité de transmission des eaux souterraines du sol dans différentes directions, et modifie par la suite la distribution de la pression interstitielle et de la contrainte effective dans le sol, influençant ainsi le comportement à long terme du sol et du tunnel.

L'anisotropie de la perméabilité du sol est un facteur clé conduisant à des changements dans les débits d'écoulement, la distribution de la pression interstitielle autour des revêtements, la distribution de consolidation du sol et les profils de tassement.

En général, un rapport d'anisotropie de perméabilité du sol croissant conduit à une diminution de l'entrée d'eau dans les tunnels mais à une augmentation de la pression interstitielle appliquée sur les revêtements. Ces changements contribuent ensuite à un tassement plus important et une cuvette plus large.

Il est vrai que ces recherches précédentes ont fourni des informations précieuses sur l'effet de l'anisotropie de la perméabilité du sol, se différenciant des autres études supposant une perméabilité isotrope du sol. Il a été signalé que des tassements plus profonds furent observés dans des conditions anisotropes que dans des hypothèses isotropes, soulignant le rôle essentiel de caractériser avec précision l'anisotropie du sol. Cependant, en tant que propriété inhérente, il est difficile de déterminer d'abord l'anisotropie et de quantifier son effet.

La perméabilité du revêtement est définie comme étant le facteur dominant qui contrôle l'infiltration d'eau dans les tunnels. Pendant la durée de vie de cet ouvrage souterrain, la perméabilité du revêtement du tunnel varie inévitablement avec le temps en raison des détériorations du tunnel et des changements de l'environnement hydrogéologique environnant. Similairement à l'effet de la perméabilité hydraulique du sol, les deux principaux axes de recherche sur l'influence de la perméabilité hydraulique du revêtement sont l'uniformité et la non-uniformité de la perméabilité du revêtement.

#### ***2.4.2.2 Uniformité de la perméabilité du revêtement***

Certaines études ont supposé une perméabilité uniforme le long de la circonférence du tunnel et de son alignement longitudinal. O'Reilly & al.,(1991) ont attribué la baisse de la pression interstitielle autour d'un tunnel à une perméabilité intermédiaire du revêtement, tandis que Bowers & al., (1996) ont suggéré qu'une faible perméabilité du revêtement peut entraîner une récupération de la pression interstitielle après l'excavation du tunnel.

Des études de suivi menées par Mair (2008) sur le tunnel du métro de Londres ont noté le rôle clé de la perméabilité relative du revêtement du sol. Zhou & al., (2015) ont conclu qu'à mesure que le tunnel vieillisse, sa perméabilité augmente suite à la fissuration. Zhang & al., (2015) ont résumé qu'une perméabilité croissante du revêtement du tunnel provoque un afflux d'eau croissant qui sont à la fois uniformément perméables et partiellement perméables. Zhang & al., (2004) ont noté que plus la perméabilité du revêtement est élevée, plus le tassement est important.

Les simulations numériques de Li & al., (2019) ont prouvé qu'une réduction de la perméabilité du revêtement conduit à une augmentation de la pression interstitielle autour du tunnel.

L'hypothèse d'une perméabilité uniforme du revêtement le long de la circonférence du tunnel et dans la direction longitudinale peut être raisonnable dans certaines situations, par exemple, lorsqu'aucun défaut hydraulique et structurel significatif du tunnel n'est détecté. Cependant, il est inévitable que les structures des tunnels se détériorent avec le temps en raison de leur interaction avec le sol environnant, illustrée par l'initiation et la propagation de fissures de revêtement, l'ouverture de joints ou la dislocation de segments de revêtement et d'anneaux segmentaires, ce qui fait que la perméabilité du revêtement du tunnel n'est plus uniforme à la fois circonférentiellement et longitudinalement.

### **2.4.2.3 Non uniformité de la perméabilité du revêtement**

En se basant sur des observations sur le terrain, de nombreuses études soulignent que le manque d'uniformité de la perméabilité du revêtement peut être principalement associé aux joints de tunnel (dans les tunnels segmentaires) car les segments de revêtement sont généralement considérés comme imperméables au béton durci (Li & al., 2020).

Par exemple, pour mieux cerner la non-uniformité de la perméabilité du revêtement dans les tunnels, Shin & al., (2012) ont conclu que la détérioration du matériau d'étanchéité des joints de revêtement contribue à l'augmentation de la perméabilité et des fuites au niveau des joints longitudinaux et circonférentiels, influençant ainsi la déformation à long terme du tunnel.

D'autre part, les études de Yoo (2016) aboutissaient au contraire de la conclusion de Shin & al., (2012) la divergence a révélé que la non-uniformité de la perméabilité du revêtement du tunnel provient de la détérioration du système de drainage du revêtement et cela conduit à une réduction de la perméabilité du revêtement et à des changements ultérieurs.

Sur le plan transversal, Zhang & al., (2015) ont remarqué qu'un revêtement partiellement perméable pouvait provoquer des réponses différentes du tunnel et du sol par rapport aux tunnels à perméabilité uniforme.

La prise en compte de la non-uniformité de la perméabilité du revêtement permet de comprendre le comportement du tunnel au fil du temps de manière plus réaliste, précise et complète. Cependant, il convient de souligner que la quantification précise de la perméabilité circonférentielle ou longitudinale non uniforme du revêtement est difficile dans la pratique, sans parler de la perméabilité détériorée du revêtement après mise en service. Par ailleurs, de plus en plus d'études estiment que la perméabilité relative entre le revêtement et le sol environnant joue un rôle de plus en plus important dans l'évaluation des réponses du tunnel et du sol que la perméabilité du revêtement ou du sol seul.

### **2.4.2.4 Perméabilité relative revêtement-sol**

Cette relation est un facteur critique qui a un impact sur l'écoulement des eaux, la distribution de la pression des eaux souterraines, le tassement du sol et la déformation du revêtement.

Shin & al., (2002) ont défini la perméabilité relative revêtement-sol (RP) comme le rapport entre la perméabilité du revêtement ( $k_t$ ) et la perméabilité du sol ( $k_g$ ).

$$RP = k_t / k_g \quad (2.10)$$

Les résultats numériques ont montré que, par rapport à un (RP) plus faible, un RP plus élevé conduit à un tassement plus important et une faible charge appliquée sur le revêtement du tunnel par le sols environnant. La même constatation a été faite dans diverses études axées sur différents aspects de comportements à long terme des tunnels.

Zhang & al., (2004) ont conclu qu'un RP plus élevé conduit à un tassement de surface plus important, Yoo (2005) rapporte qu'une redistribution plus rapide de la pression interstitielle a été observée autour des tunnels imperméables qu'autour des tunnels perméables.

Zhang & al., (2012) ont constaté qu'un RP plus élevé signifie un plus grand volume d'entrée d'eau. Wongsaroj (2005) a enrichi la définition du RP en prenant en compte de facteurs plus réalistes en supposant une nappe phréatique sans recharge dans un sol sableux et en parallèle utiliser la loi de Darcy dans un écoulement de consolidation unidimensionnel supposé dans l'argile de Londres à faible perméabilité. Il a été constaté que l'augmentation du RP conduit à une augmentation du tassement du sol.

Le concept de perméabilité relative sol-revêtement a été largement adopté dans de nombreuses recherches et reconnu comme étant un facteur important dans l'influence sur le comportement à long terme du sol et du tunnel, par exemple, le tassement du sol, la charge du revêtement et la déformation structurelle.

Li & al., (2015) ont conclu, sur la base d'une modélisation numérique des performances à long terme d'une section de tunnel à double passage transversal, que l'augmentation de la perméabilité du revêtement permet une plus grande pénétration d'eau dans le tunnel, donc un taux plus rapide de consolidation du sol et de tassement de surface à long terme.

#### ***2.4.2.5 Perméabilité relative coulis-sol- revêtement***

Servant de barrière critique contre l'infiltration d'eau et l'instabilité du sol, le coulis se détériore également avec le temps en raison de l'influence défavorable des eaux souterraines.

Pour comprendre comment le coulis vieillissant affecte les performances hydrauliques des tunnels, Laver & al., (2013) ont mené des tests en laboratoire pour déterminer la perméabilité du coulis vieillissant soustrait des tunnels du métro de Londres et ont conclu que les échantillons plus anciens sont plus perméables et qu'ils agissent comme des voies de drainage plutôt que comme des barrières pour les eaux.

Li & al., (2018) ont proposé une définition de la perméabilité relative coulis-sol comme le rapport entre la perméabilité du coulis ( $k_{\text{coulis}}$ ) et la perméabilité du sol ( $k_{\text{sol}}$ ). Il a été constaté

que la pression interstitielle de l'eau augmente mais que le débits d'écoulement diminue avec la réduction de la perméabilité relative coulis-sol.

Selon la même définition de RP, Shin & al., (2011) ont conclu qu'avec un rapport de perméabilité décroissant et une épaisseur de coulis croissante, la pression interstitielle agissant sur l'interface sol-coulis augmente tandis que le déplacement radial du tunnel diminue.

En plus de l'influence de la perméabilité relative coulis-sol, peu d'études ont conclu que l'interaction entre coulis et revêtement est aussi critique que l'interaction entre revêtement et sol sur le comportement à long terme du tunnel.

Wang & al., (2008) ont souligné que la pression interstitielle agissant sur les revêtements des tunnels est régie par deux perméabilités relatives : la perméabilité relative revêtement-sol et la perméabilité relative coulis-revêtement.

Liu & al., (2023) ont défini la perméabilité relative revêtement- coulis au biais du rapport entre la perméabilité du coulis et la perméabilité du revêtement. Les études paramétriques ont révélé que l'augmentation de la perméabilité relative du revêtement- coulis entraîne une augmentation de l'écoulement d'eau ce qui signifie une augmentation de la pression interstitielle de l'eau autour du revêtement mais une diminution sur le coulis.

Zheng & al., (2022) ont également conclu numériquement que l'augmentation du rapport de perméabilité relative du revêtement-coulis entraîne une augmentation des écoulements d'eau pour la même épaisseur de revêtement tandis que l'augmentation de l'épaisseur du coulis contribue à une diminution des écoulements d'eau sous le même RP.

Pour examiner l'effet de la perméabilité relative de manière plus complète, Zhang & al., (2017) ont intégré la perméabilité relative entre le coulis et le sol ( $RP=k_{grout}/k_{ground}$ ) et la perméabilité relative entre le revêtement et le sol ( $RP=k_t/k_g$ ) pour étudier comment elles affectent la distribution de la pression interstitielle, l'écoulement de l'eau et les réponses du sol et du tunnel. Il a été conclu que l'état hydraulique des tunnels pouvait être classé en totalement imperméable, partiellement perméable et totalement perméable lorsque la perméabilité relative intégrée  $RP_{g-t-grout} < 0.01$ ,  $0.01 < RP_{g-t-grout} < 10$ , and  $RP_{g-t-grout} > 10$ , respectivement.

#### **2.4.2.6 Perméabilité relative segments de joint- sol**

En supposant que les segments de revêtement soient imperméables, certaines études ont souligné que la détérioration hydraulique du tunnel est principalement induite par les fuites d'eau à travers les joints du tunnel.

Shin & al., (2012) définissent la perméabilité relative des segments de joint comme la perméabilité du joint ( $k_j$ ) par rapport à la perméabilité du segment ( $k_s$ ) lorsqu'ils ont étudié l'influence la détérioration des joints à la fois sur le comportement du sol et du tunnel. Ils constatèrent une augmentation des écoulements d'eau, du moment fléchissant au niveau du revêtement et une ovalisation de ce dernier lorsque le RP est passé de 1 à 1000. Cependant, ces augmentations brusques se sont progressivement stabilisés lorsque le RP est supérieur à 100.

Pour les tunnels segmentaires creusés au bouclier traversant des zones géologiquement non uniformes, la perméabilité relative entre les joints et les zones excavées est considérée comme un autre facteur clé exerçant une influence significative sur le comportement à long terme du tunnel. Shin & al., (2011) ont étudié l'influence de la perméabilité relative joint-sol (perméabilité du joint / perméabilité sol) sur le comportement d'un tunnel sous-marin, les résultats ont révélé que l'écoulement d'eau augmente graduellement lorsque  $1 < RP < 100$  et brusquement lorsque RP passe de 100 à 1000, indiquant l'impact de la perméabilité joint-sol sur les performances à long terme du tunnel à mesure que le joint se détériore avec le temps.

Yoo (2017) s'est focalisé sur la force interne et la déformation du tunnel et a conclu qu'une augmentation du RP dans une plage de [1,1000] induit une augmentation d'environ 30 % des efforts exercés sur le revêtement : augmentation des contraintes au niveau de clé supérieure et du radier.

#### ***2.4.2.7 Relation drainage- perméabilité du sol***

Le creusement des tunnels sous la nappe phréatique doit être précédé par le traitement du problème de drainage. Les tunnels à long terme peuvent avoir des conditions de drainage différentes, un tunnel sans fuite, un tunnel avec fuite, un drainage efficace et un drainage défectueux, et donc des performances différentes dans de telles conditions de drainage.

Dans le cas d'un système de drainage défectueux, tel qu'un blocage, la pression interstitielle s'accumule autour du revêtement avec le temps. La perméabilité relative entre le système de drainage et le sol environnant est un paramètre clé influençant le comportement à long terme du tunnel dans cette situation.

Shin & al., (2005) ont observé qu'en variant la perméabilité relative drainage-sol de 1,0 à 0,01 sous une définition de  $RP = k_d/k_g$ , une augmentation de 80 % de la pression d'eau initiale est observée alors que le taux d'augmentation de la pression interstitielle ralentit progressivement avec une réduction du RP.

Yoo (2016) a examiné l'effet du même RP et les résultats ont montré qu'en le faisant varier dans la plage de [1, 1000], on observe une force de revêtement et une déformation supplémentaires en raison de l'accumulation de pression interstitielle provoquée par la détérioration de la couche de drainage du tunnel.

Une autre étude de Nam & Bobet (2006) qui proposèrent une définition de la perméabilité relative drainage-sol basée sur l'afflux d'eau souterraine dans le tunnel et la capacité d'évacuation. Les résultats ont montré qu'une diminution du rapport de perméabilité RP est associée à une augmentation de la pression de l'eau interstitielle derrière le revêtement finale et à une diminution derrière le revêtement primaire en raison du transfert de charge entre les deux, et l'augmentation de la charge sur le revêtement secondaire est relativement plus grande que la diminution de la charge sur le support primaire qui peut être attribuée à l'interaction entre le sol et le revêtement primaire.

#### ***2.4.2.8 Effet du blocage du système de drainage***

Les tunnels sont équipés de systèmes de drainage pour permettre l'évacuation des eaux souterraines, ces dernières qui peuvent perturber le fonctionnement du tunnel ou même mettre en danger la sécurité du tunnel à long terme.

Un système conventionnel est composé de deux éléments : les couches de drainage (les filtres géo synthétiques) et les canaux de drainage (les tuyaux de drainage sur les revêtements de tunnel) et par conséquent, la détérioration du système de drainage du tunnel tourne autour de ces deux parties.

La détérioration du système de drainage du tunnel peut provenir de nombreux facteurs, tels que le colmatage des filtres et des tuyaux de drainage induit par la migration et l'accumulation de particules fines le long des voies de drainage, la compression du géotextile de drainage associée aux charges de relâchement du sol ainsi qu'à la mise en place du béton composant le revêtement entraînant une diminution de la capacité d'évacuation du tunnel, ce qui entraîne une accumulation de la pression interstitielle engendrant des effets néfastes sur les revêtements de tunnel.

Avoir un système de drainage défectueux soit sous la forme d'un blocage de la couche de drainage ou d'un blocage des canaux de drainage, bloque l'écoulement des eaux vers le tunnel induisant une augmentation de la pression interstitielle agissant sur le revêtement et provoque ensuite une redistribution de la charge dans le revêtement et des forces internes supplémentaires au revêtement causant une déformation souvent inadmissible.

Shin & al., (2005) et Kim & al., (2020) ont modélisé la détérioration du système de drainage du tunnel en diminuant subjectivement la perméabilité hydraulique de la couche de drainage ou des canaux de drainage en supposant que la couche de drainage est en interaction directe avec le sol environnant.

De plus, certaines études ont mis en évidence l'influence de la détérioration du système de drainage des tunnels sur les performances structurelles et mécaniques des tunnels, mais n'ont pas fourni d'analyses quantitatives sur ces effets et leurs mécanismes.

La subjectivité, les hypothèses et le manque de preuves quantitatives dans les études réalisées préalablement simplifient l'analyse de l'effet de la détérioration du système de drainage, mais ne parviennent pas à présenter une évaluation précise du comportement à long terme des tunnels vis-à-vis cette problématique.

#### ***2.4.2.9 Effet de la détérioration du revêtement***

La détérioration hydraulique du revêtement du tunnel englobe la détérioration hydraulique du béton et segment du revêtement, des joints du revêtement, la corrosion hydraulique, les dommages cycliques dus au gel-dégel.

Chacun de ces types de détérioration hydraulique du revêtement du tunnel peut avoir des implications importantes sur le comportement du tunnel. Pour les tunnels segmentaires, la détérioration hydraulique des segments du revêtement (sous forme de fuites d'eau à travers des fissures dans le béton) et des joints (sous forme de fuites dans les joints) jouent un rôle important dans la compréhension du comportement du tunnel.

Des études antérieures ont montré que l'expansion des fissures existantes et l'apparition de nouvelles fissures facilitent l'interconnexion des voies d'écoulement des eaux et mènent à une augmentation des fuites d'eau et de la perméabilité du revêtement, ce qui incite d'avantage l'eau ou les ions chimiques agressifs à pénétrer dans le béton et accélère ainsi la détérioration. Ceci, à son tour, contribue à d'autres fissures du revêtement.

Une telle interaction en chaîne entre les fuites d'eau et les fissures du revêtement provoque des contraintes supplémentaires sur le revêtement du tunnel et des augmentations subséquentes des forces internes et de la déformation du revêtement. Dans le cas de tunnels situés dans un environnement corrosif défavorable, la corrosion du revêtement et de ses composants associés est un facteur clé de la détérioration du revêtement. La corrosion des armatures du revêtement (boulons et barres d'armature) génère de la rouille, augmente le volume des armatures, exerce

une pression expansive dans le béton et conduit à la fissuration de la couverture en béton du revêtement.

Au fur et à mesure que les fissures se développent et se propagent, la redistribution des contraintes dans le revêtement se manifeste, contribuant à l'augmentation des contraintes dans la zone corrodée et à la réduction subséquente de la capacité portante des armatures et du revêtement. Avec une rigidité et une résistance réduites, le revêtement du tunnel devient plus sensible à des déformations supplémentaires, compromettant la facilité d'entretien du tunnel et, à long terme, la durabilité et la sécurité (Showkati & al., 2021)

Pour les tunnels construits dans des régions froides, le cycle de gel-dégel est l'une des influences critiques qui joue un rôle clé dans la compréhension du comportement des tunnels. L'action cyclique du gel et du dégel induit une expansion et un retrait cycliques du béton, créant une contrainte interne qui peut dépasser la résistance du béton et contribuer ainsi à la fissuration du revêtement. Avec la génération de nouvelles fissures et la propagation de celles existantes, la capacité du béton à supporter des charges externes diminue, et une redistribution des contraintes du revêtement se produit et des changements conséquents dans la déformation du revêtement. Avec l'augmentation du nombre de cycles de gel-dégel, on observe que les revêtements des tunnels ont une capacité portante décroissante et une déformation ascendante (Xu & al., 2021).

Pour les tunnels construits sous le niveau de la nappe phréatique, les détériorations du système de drainage et du revêtement entraînent une modification de l'état hydraulique et de la perméabilité du revêtement et une modification supplémentaire des performances hydromécaniques du tunnel.

Pour conclure, le dysfonctionnement des systèmes de drainage des tunnels bloque le drainage des eaux souterraines, ce qui entraîne une réduction de la capacité d'évacuation du tunnel. Cette réduction à son tour augmente l'accumulation de la pression interstitielle et la diminution de la contrainte effective du sol autour des revêtements imposant des contraintes, des forces et des déformations supplémentaires au revêtement.

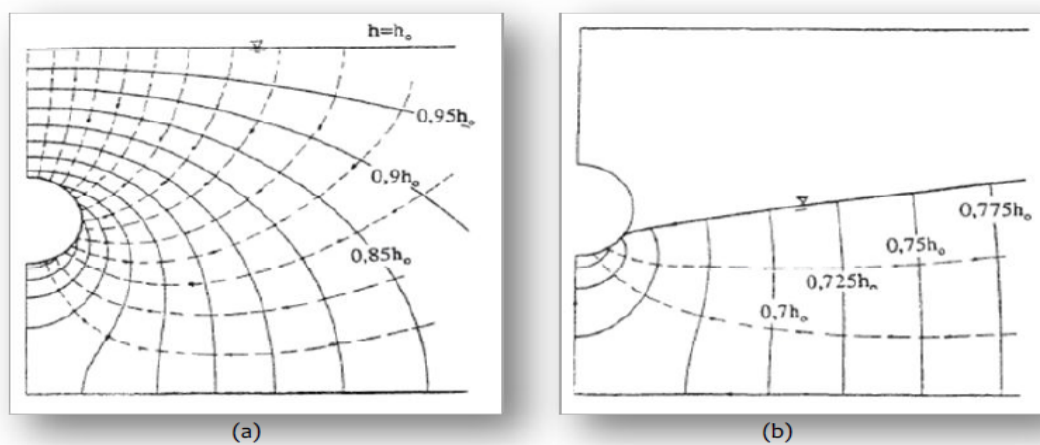
### **2.4.3 Ecoulement autour des tunnels : Etat de l'art**

Les travaux de Zidouh (1993) et Clough (1985) ont porté sur la réaction du massif d'un point de vue hydraulique au creusement non pressurisé et pressurisé respectivement. Pour le premier procédé, il a été constaté que ce mode d'excavation génère une diminution des

pressions interstitielles dans une zone avoisinant la cavité, cette zone d'influence perturbée sur le plan mécanique sera touchée sur le plan hydraulique et ce, en provoquant un déséquilibre hydraulique induit par l'abrégement et la diminution des pressions interstitielles au niveau de la zone d'influence des tunnels. Au fur et à mesure que les travaux avancent, en adoptant des procédés conventionnels visant à pré soutenir la zone excavée et garantir son étanchéité, les pressions hydrauliques interstitielles, tendent à se rétablir et le niveau piézométrique revient à son état initial, ces observations ont porté sur la qualité de l'étanchéité du revêtement.

Pour ce qui est du second mode de creusement, les résultats ont été complètement opposés par rapport à ceux tirés du premier procédé de creusement. D'un point de vue couplage, la force mécanique appliquée au front pour permettre d'avancer dans le massif entrainera une réponse hydraulique forcée. Les pressions interstitielles deviendront des surpressions interstitielles, qui se développeront et propageront dans la zone se situant en avant du front de taille de façon progressive. Ces surpressions engendreront des débits d'entrée nettement supérieurs par rapport au premier mode, cette différence peut être accordée au comportement dynamique des eaux, qui consiste à se déplacer à partir de zones présentant d'importantes pressions vers des zones ayant des pressions inférieures.

Cristchfield & McDonald (1990), Colombo & al., (1988) ainsi que Laporte (1988) confirment la forte concentration des lignes équipotentiellles au voisinage du tunnel où les gradients hydrauliques sont les plus élevés, notamment dans la partie inférieure de la galerie. Cette concentration de gradients obtenus par les calculs est en cohérence avec les ruptures en radier observées sur différents chantiers (figure 2.15).



**Figure 2.15** Réseau d'écoulement en régime permanent.  
 (a) cas d'une nappe en charge. (b) cas de nappe libre (Atwa, 1996)

L'étude de Laporte (1988) a porté sur les points les plus sollicités vis-à-vis de l'écoulement et l'instabilité y résultant, le tunnel en question était creusé dans un massif de calcaire de jura avec la pose de façon simultanée de voussoirs en acier, des venues d'eau avec des débits très importants ont surgit de façon brusque, immédiatement, le phénomène de débouillage a eu lieu avec un tout venant composé de sables fins, le débit prédit était de  $36\text{m}^3/\text{h}$  mais s'est élevé pour atteindre  $360\text{m}^3/\text{h}$  avec une pression d'eau de  $1.5\text{MPa}$ .

Ce phénomène s'est produit, d'après l'auteur, suite à un passage par une zone ayant une perméabilité plus importante.

Les essais sur du sable effectués par Zeller (1954) menés expérimentalement ont permis d'établir des abaques afin d'accéder aux calculs des débits d'écoulements « Q » en fonction du niveau piézométrique «  $\eta$  » et de la charge « h » imposée. Ces abaques sont présentés dans la figure (2.16). Toutefois, cette méthode ne tient pas compte de l'influence du diamètre du tunnel, ce qui peut être source de résultats plus au moins erronés.

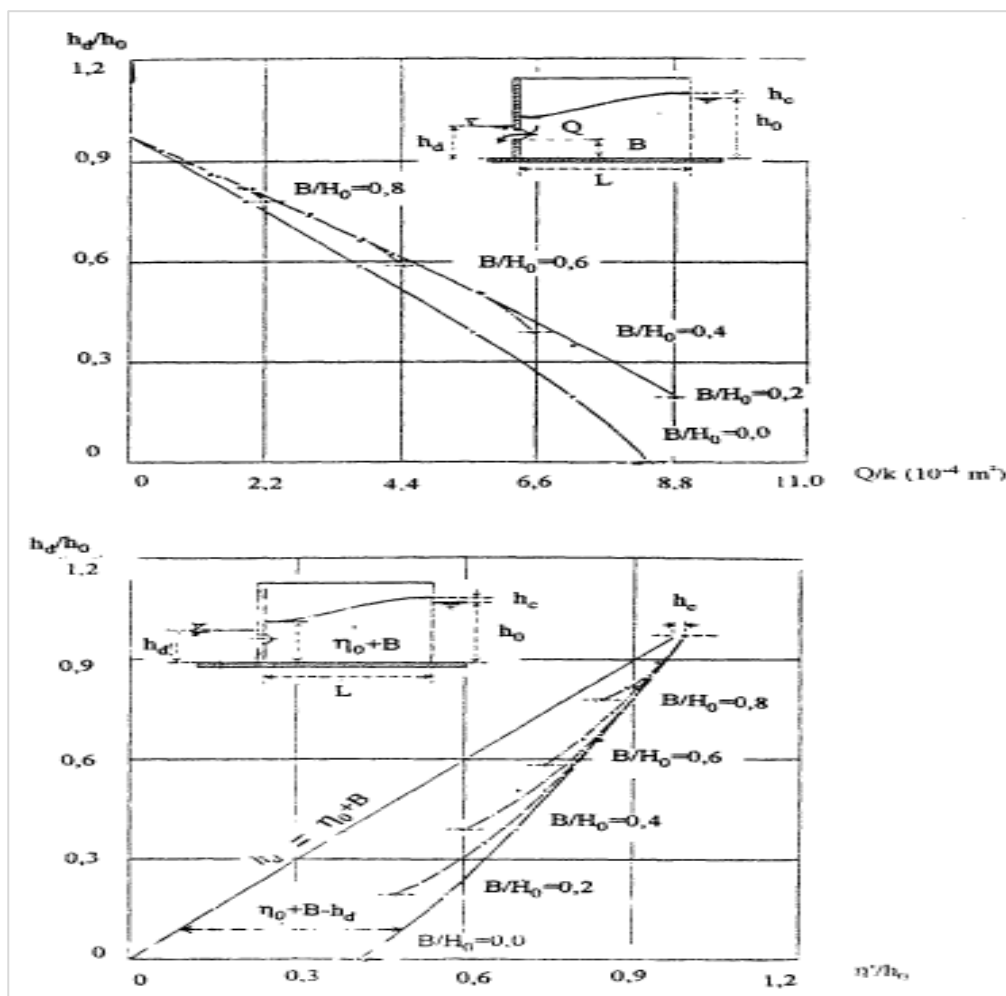


Figure 2.16 Abaque de Zeller (1954) (Atwa, 1996)

Quant à Oteo (1988), il a présenté les cas du tunnel de Madrid passant par une zone urbaine dans un sol meuble et aquifère, lors du creusement du tunnel, une rupture a eu lieu au niveau de la clé supérieure du tunnel causée par les écoulements. La convergence du massif vers la zone excavée était très importante et inattendue, le mécanisme de rupture s'est propagé sur une hauteur de 17m dans le massif. Cette réponse a provoqué des fissurations dans plusieurs structures en surface. Les travaux ont été interrompus jusqu'à ce qu'un dispositif de drainage ait été installé sur place (figure 2.17).

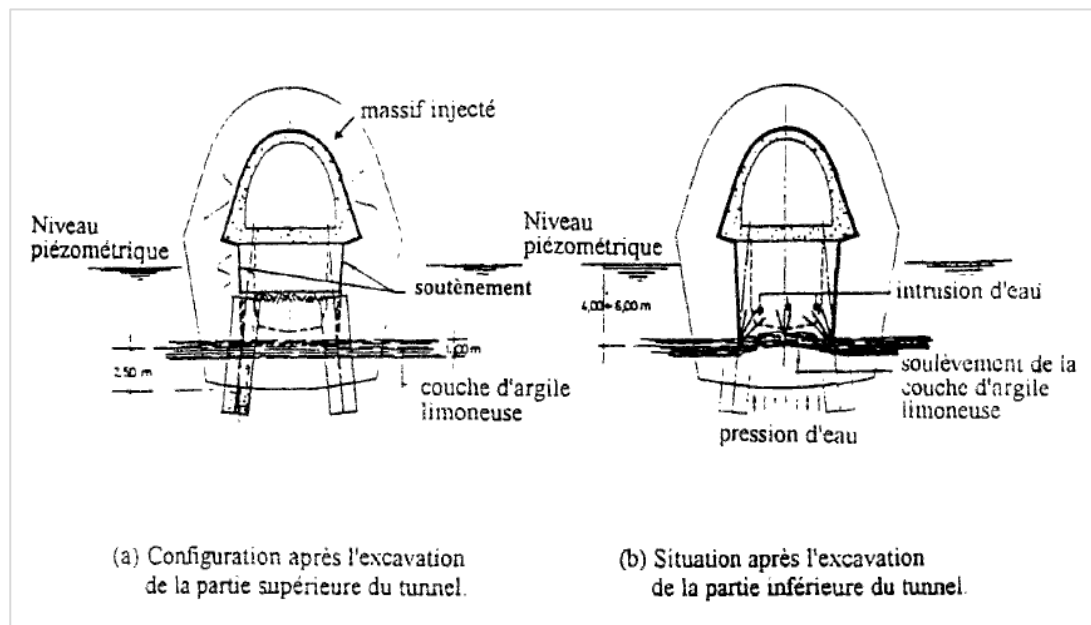
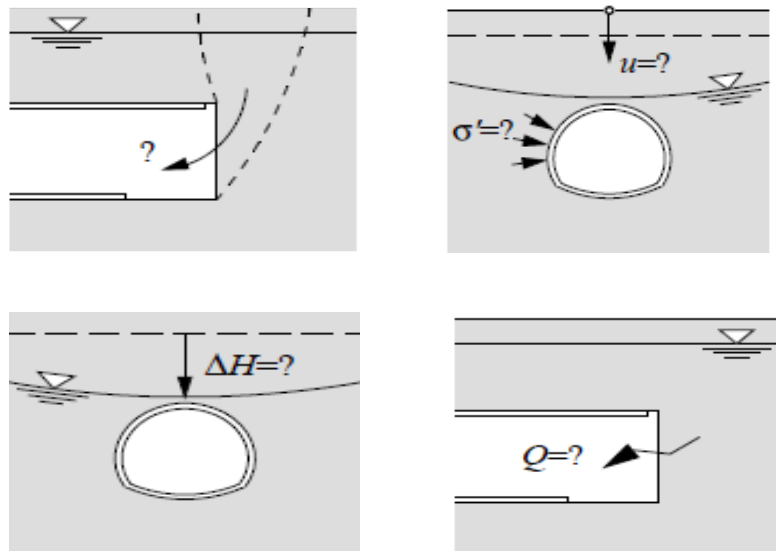


Figure 2.17 Rupture en radier (Tunnel de Madrid) (Oteo, 1988)

Sachant qu'en présence d'eau, le raisonnement se fait en contraintes effectives, la réponse d'un sol à un creusement se traduit généralement par une réduction des contraintes effectives le long de la zone d'influence, cette variation est souvent accompagnée par une réduction de la résistance au cisaillement, ces deux facteurs engendrent un affaiblissement et par la suite une création de lignes d'écoulement permettant d'avoir des forces d'infiltration vers la zone excavée.

Anagnostou (2002) a montré que les forces d'écoulement, spécifiquement, en terrain meuble causent des tassements supplémentaires en surface, l'auteur a présenté une décomposition de la réaction des sols à un creusement, il relie cette réponse aux forces d'écoulements qui, en terrain meuble, peuvent causer des instabilités au niveau du front de taille, il explique d'une autre part que durant la réalisation des tunnels sous une nappe phréatique, cela mène à des

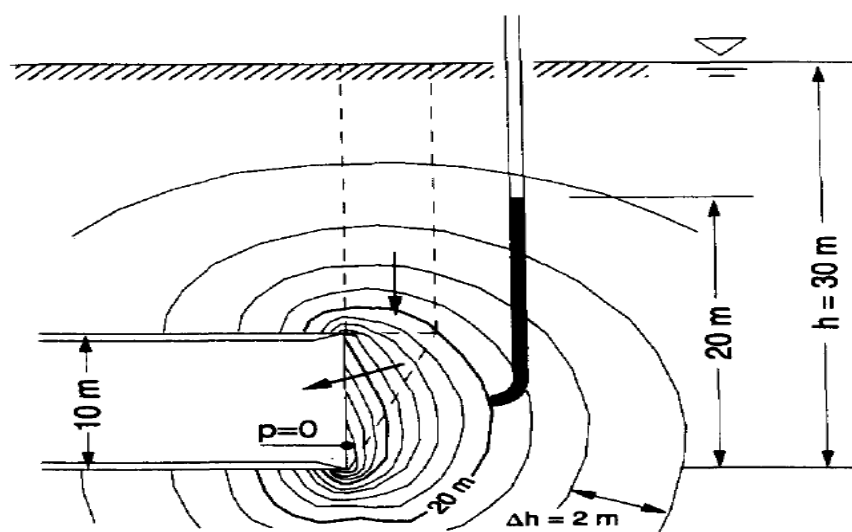
écoulements et il simule que la zone excavée jouera un rôle de drain en voute et au niveau du radier (figure 2.18).



**Figure 2.18** Réponse d'un massif sur le plan hydraulique Anagnostou (2002)

- a : mécanisme de rupture et stabilité au front.
- b : Forces agissant sur la zone excavée et tassement
- c : Rabattement de la nappe.
- d : Ecoulement des eaux vers le tunnel.

Anagnostou & Kovari (1996) proposent des abaques permettant de dimensionner les tunnels à l'aide d'un tunnelier pressurisé (pression de terre) en considérant l'effet des gradients hydrauliques que l'excavation est susceptible de créer (figure 2.20).



**Figure 2.19** Calcul des gradients hydrauliques provoqués par l'excavation (Anagnostou & Kovari, 1996)

L'étude de Chisaki (1984) s'est basée sur un calcul par éléments finis des écoulements vers un demi-tunnel circulaire de 10m de diamètre, creusé dans un sol présentant un substratum imperméable. Les résultats sont proposés sous forme d'abaque permettant de déterminer le débit d'écoulement vers les parois du tunnel en fonction de la charge hydraulique et de la hauteur de la nappe par rapport à la surface du sol (Figure 2.20).

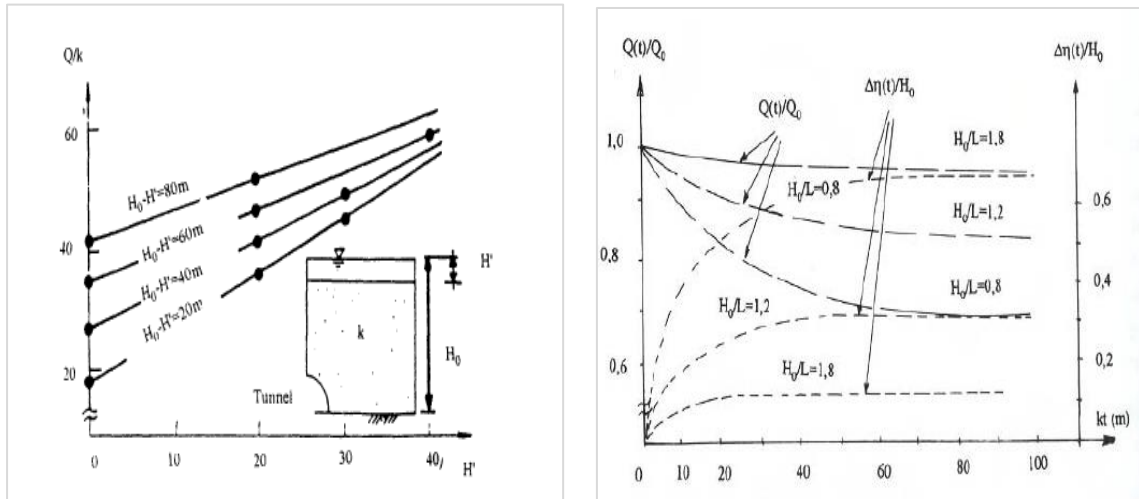


Figure 2.20 Abaques de Chisaki (1984)

Butscher & al., (2011) proposent une étude des écoulements et du gonflement des sols autour des tunnels creusés dans l'argile, les conditions aux limites imposées appliquaient au modèle une charge hydraulique au niveau de la surface et au niveau de la partie inférieure du massif, au niveau des extrémités latérales du modèle aucune charge hydraulique n'était considérée comme montré sur la figure (2.21).

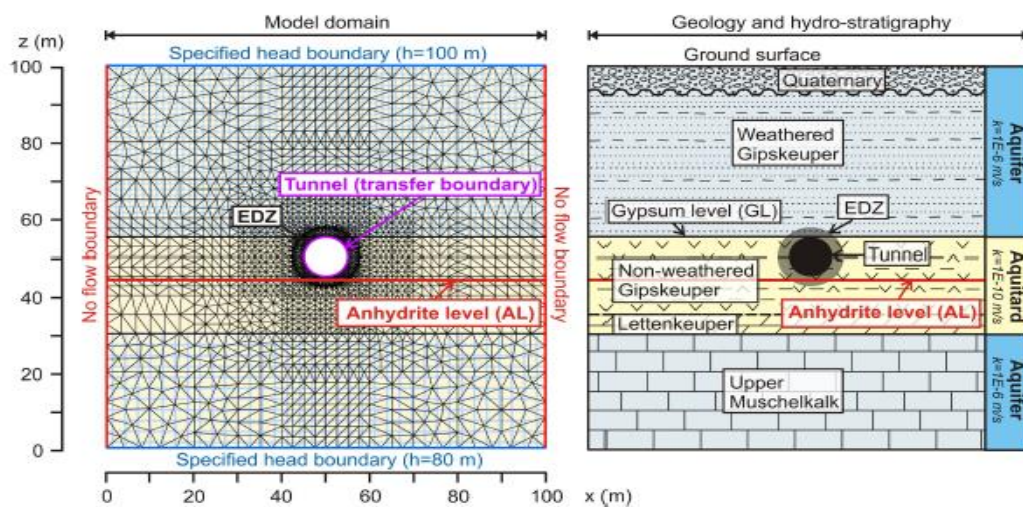
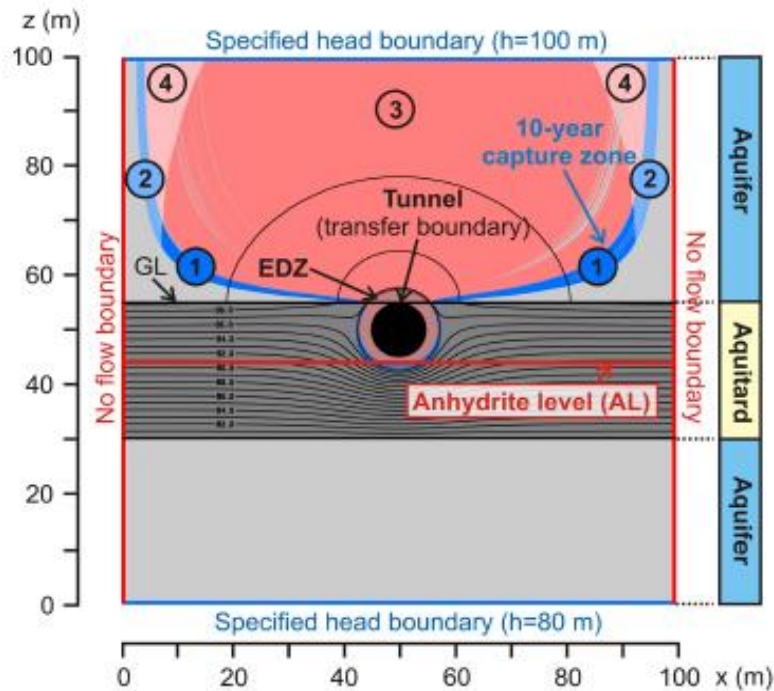


Figure 2.21 Conditions aux limites appliquées (Butscher & al., 2011)

Les lignes d'écoulement et les zones drainées comme illustré sur la figure (2.22) se manifestent au niveau de la voute du tunnel uniquement, ces constatations sont dues aux conditions des limites appliquées, trois lignes d'écoulements sont observées : à une distance entre 0 et 20m au-dessus du tunnel, les eaux sont drainées en un temps réduit.



**Figure 2.22** Ecoulement des eaux vers le tunnel (Butscher et al., 2011)

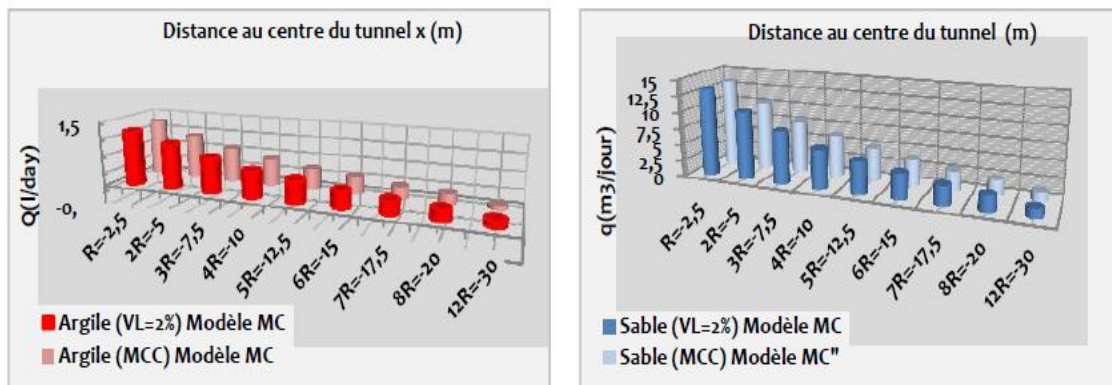
L'auteur rapporte que le facteur temps est très important à retenir dans les calculs, la pose du revêtement définitif et sa nature influent considérablement sur les débits d'écoulement et les déformations induites dans le massif. Les tassements en surface ont un lien direct avec le rabattement de nappe.

El Houari (2015) propose une étude comparative portant sur deux aspects : l'influence du choix du modèle de comportement (Mohr-Coulomb et HSM –Avec écrouissage-) et la méthode d'approche (Analytique et numérique) sur les tassements en surface et les écoulements autour des tunnels. Il s'est avéré qu'en prenant en considération l'effet des écoulements, les tassements maximums en surface pour les argiles ne sont pas affectés et pratiquement insignifiants comparés à ceux induits dans les sables dans le cas de l'utilisation la loi de Mohr-Coulomb, ce résultat fut présumé causé par la faible perméabilité de ces sols et les conditions non drainées assignées aux calculs (Tableau 2.2).

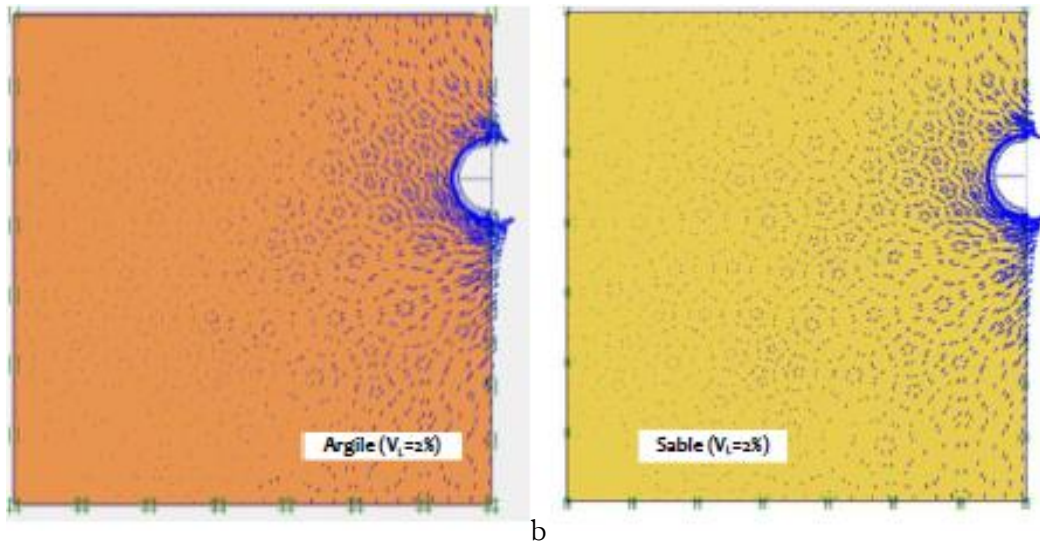
**Taleau 2.2** Tassements en surface pour les deux lois de comportement (MC, HSM), avec et sans écoulement. (El Houari, 2015)

	<b>S<sub>max</sub> (Mohr Coulomb)</b>					
	<b>Sable</b>				<b>Argile</b>	
	<b>2D</b>		<b>Peck</b>	<b>2D</b>		<b>Peck</b>
	CCM	LVM		CCM	LVM	
<b>Sans écoulement</b>	4mm	33mm	57,90 mm	3mm	29mm	31,30 mm
<b>Avec écoulement</b>	18mm	46mm		4mm	30mm	
	<b>S<sub>max</sub> (HSM)</b>					
	<b>Sable</b>				<b>Argile</b>	
	<b>2D</b>		<b>Peck</b>	<b>TBM</b>		<b>Peck</b>
	CCM	LVM		CCM	LVM	
<b>Sans écoulement</b>	27mm	52mm	44,70 mm	5mm	25mm	31,30 mm
<b>Avec écoulement</b>	13mm	54mm	57,90 mm	39mm	26mm	

Les écoulements ont été calculés en adoptant une nappe en charge. Les résultats montrés dans la figure (2.23.a) montrent que les débits augmentent tout en se rapprochant du tunnel, ce dernier joue un rôle de drain d'après les lignes d'écoulement montrées dans la figure (2.23.b). L'auteur a montré la différence considérable entre les écoulements dans les deux natures de sol. Les argiles ont un débit beaucoup moins significatif que les sables considérant la perméabilité de ce dernier.

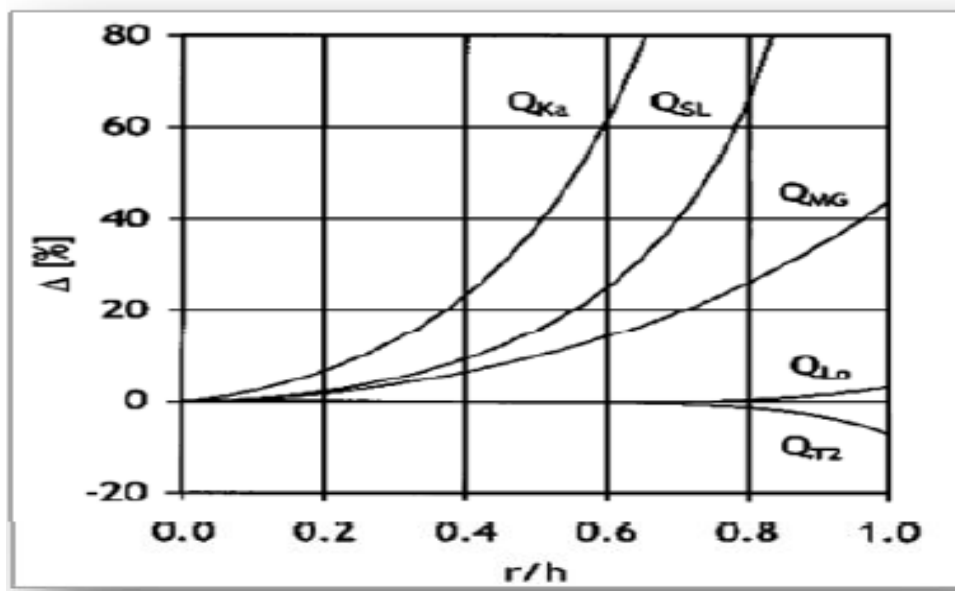


a



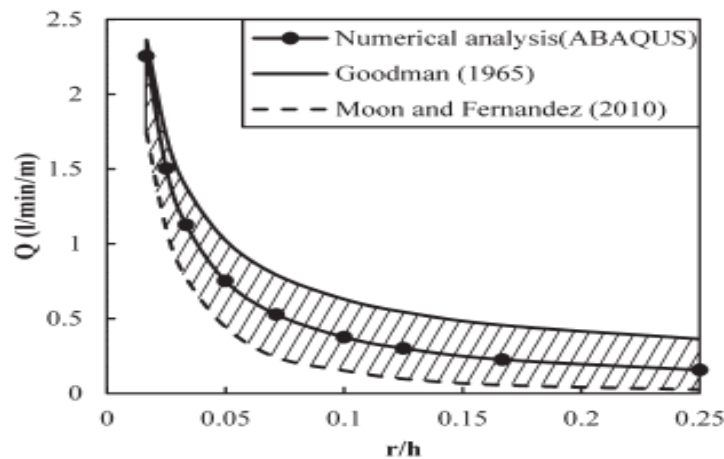
**Figure 2.23** Ecoulement des eaux autour des tunnels pour les deux natures de sol  
 (a : Valeurs des débits de fuite en fonction de la distance avec le tunnel, b : lignes d'écoulement).  
 (El Houari, 2015)

Les solutions analytiques les plus répandues ont été fournies par El Tani (2003) qui proposa une solution pour calculer le débit, en se basant sur la série de Fourier. L'auteur a fait une comparaison entre des calculs de débit établit par différents auteurs tels que Goodman (1965), Karlsrud (2001), Rat (1973), lei (1999), Lombardi (2002), ainsi que El Tani (1999) figure (2.24). L'approche générale de El Tani a eu un grand champ d'application.



**Figure 2.24** Débits trouvés par les différents auteurs  
 (El Tani, 2003)

Zhou & al., (2014) présente une étude consistant à modéliser un creusement d'un tunnel de 10m de diamètre dans un sol homogène, à perméabilité constante, à des profondeurs variantes entre 70 et 350m et une distance constante entre le tunnel et le substratum imperméable de 50D. Les résultats étaient comparés avec les résultats de Moon & Fernandez (2010) et Goodman (1965) et sont regroupés dans la figure (2.25). L'étude a montré que plus les tunnels sont moins profonds, moins ils seront sollicités par les écoulements des eaux souterraines.



**Figure 2.25** Variation des débits d'écoulement en fonction de la profondeur du tunnel. (Zhou & al., 2014)

Le comportement à long terme des tunnels dépend généralement de leur interaction avec le sol environnant induite par divers facteurs internes et externes, y compris, mais sans s'y limiter, les caractéristiques du sol, les conditions des eaux souterraines, détériorations, conditions d'étanchéité et de drainage des tunnels, et les facteurs naturels et anthropiques tels que les tremblements de terre, les failles géologiques, les variations de température, les instabilités des pentes, les constructions et les excavations (Meguid, 2009).

Les facteurs à court terme, tels que les surcharges accidentelles et les excavations adjacentes, peuvent déclencher des réactions de courte durée, notamment des mouvements de terrain temporaires et des déformations du tunnel, qui, s'ils sont jugés excessifs, peuvent être traités et gérés par des mesures d'atténuation appropriées telles que le coulage.

Cependant, les influences à long terme, notamment l'évolution de la perméabilité du revêtement, la variation du niveau des nappes phréatiques, les fuites persistantes, la corrosion de l'acier et la dégradation du béton, exercent généralement des effets durables sur les le comportement du tunnel.

Il est donc primordial et crucial de comprendre le comportement des tunnels, en particulier des tunnels vieillissants, sous l'impact de ces facteurs à long terme pour une gestion durable des infrastructures de tunnels tout au long de leur durée de vie.

## **2.5 Conclusion**

Ce chapitre a mis en évidence l'impact significatif des eaux souterraines sur le creusement des tunnels, notamment à travers les déséquilibres hydrauliques et les écoulements vers les zones excavées. Ces phénomènes peuvent compromettre la stabilité des ouvrages, provoquer l'érosion des terrains ou altérer les structures de soutènement.

Il ressort de cette revue que le débit d'infiltration et les variations de pressions interstitielles doivent être rigoureusement pris en compte dès la phase de conception, afin de garantir la sécurité et la durabilité des tunnels.

Le chapitre suivant sera consacré aux études numériques menées dans le cadre de cette thèse, où les réponses mécaniques et hydrauliques du sol (détaillées dans la première partie de cette thèse) seront analysées conjointement pour mieux comprendre le comportement global du massif face au creusement de tunnels jumelés.

## Chapitre 3

# Analyse de l'interaction entre tunnels jumelés-Impact sur le massif encaissant

---

<b>3.1 Introduction</b>	<b>113</b>
<b>3.2 Présentation des outils numériques utilisés (Plaxis 2D, Plaxis 3DTunnel)</b>	<b>114</b>
<b>3.3 Hypothèses et conditions aux limites du modèle</b>	<b>117</b>
<b>3.4 L'aspect de la modélisation</b>	<b>118</b>
3.4.1 Technique de creusement et méthodes d'approche	119
3.4.1.1 Méthode du Volume Perdu (Lost Volume Method) : (LVM)	119
3.4.1.2 La Méthode Convergence Confinement : MCC	120
<b>3.5 Présentation du modèle utilisé pour notre Cas d'Étude</b>	<b>121</b>
3.5.1 Introduction au Modèle de base	121
3.5.2 Les améliorations apportées au Modèle	122
<b>3.6 Analyse numérique 2D des déformations des sols lors du creusement de deux tunnels- Cas de zone non urbaine</b>	<b>123</b>
3.6.1 Cas de sol homogène-1er Cas d'analyse	124
3.6.1.1 Tassements en surface	126
3.6.1.2 Evolution des tassements en surface en fonction de la méthode de prédiction (comparaison entre méthodes numériques et empiriques)-Cas de tunnels parallèles	129
3.6.1.3 Mouvements horizontaux pour les trois alignements	130
3.6.1.4 Comparaison et interprétations des mouvements du sol en fonction de l'alignement	136
3.6.2 Cas de sol hétérogène- 2ème Cas d'analyse	137
3.6.2.1 Tassements en surface	138
3.6.2.2 Déplacements horizontaux	141
3.6.3 Comparaison entre les deux cas d'analyses (homogène& hétérogène)	145
<b>3.7 Analyse numérique 2D du comportement des sols lors du creusement de tunnels jumelés: Cas de zone urbaine</b>	<b>145</b>
3.7.1 Cas de sol homogène	146
3.7.1.1 Tassements en surface	146
3.7.1.2 Mouvement horizontaux	156
3.7.2 Cas de sol hétérogène- 2ème Cas d'analyse	170
3.7.2.1 Tassements en surface	170
3.7.2.2 Déplacements horizontaux	173

3.7.3 Comparaison et interprétations (homogène& hétérogène)	177
<b>3.8 Analyse tridimensionnelle des tassements en surface et mouvements horizontaux</b>	<b>177</b>
3.8.1 Analyse des tassements en terrain vierge	178
3.8.1.1 Tassement en surface	178
3.8.2 Mouvements horizontaux	182
3.8.3 Analyse des tassements en en zone urbaine	184
3.8.4 Analyse des mouvements horizontaux au niveau des tunnels - Zone urbaine	187
<b>3.9 Analyse des déformations induites par le creusement de tunnels jumelés dans les terrains aquifères</b>	<b>190</b>
3.9.1 Cas de sol homogène	191
3.9.1.1 Tassement en surface	191
3.9.1.2 Mouvements horizontaux	195
3.9.2 Cas de sol hétérogène	198
3.9.2.1 Tassement en surface	198
3.9.2.2 Mouvements horizontaux	201
<b>3.10 Impact du niveau de saturation des sols sur les tassements</b>	<b>205</b>
<b>3.11 Débit d'écoulement autour des tunnels</b>	<b>208</b>
3.11.1 Cas d'un seul tunnel	208
3.11.2 Cas de deux tunnels	210
<b>3.12 Conclusion</b>	<b>213</b>

### 3.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'analyse des déformations du sol induites par le creusement de tunnels jumelés, en prenant en compte les effets mécaniques et hydrauliques dans deux environnements contrastés : un terrain sec, puis un terrain saturé par la nappe phréatique.

L'objectif principal est de caractériser l'évolution des tassements en surface et des déplacements horizontaux en fonction de la configuration géométrique des deux tunnels, des propriétés géotechniques du sol et de la présence ou non d'eau dans le massif.

Dans un premier temps, une étude paramétrique approfondie est réalisée en conditions sèches. Les simulations sont menées pour plusieurs scénarios de creusement de tunnels jumelés, en variant l'alignement des tunnels (parallèle, superposé, incliné) et l'espacement entre les tunnels 2 Diamètres, 3 Diamètres, 4 Diamètres (2D, 3D, 4D).

Afin d'évaluer l'influence des propriétés géotechniques sur les mécanismes de déformation, l'analyse est effectuée pour deux types de sols : un sol homogène, représentant un milieu géotechnique uniforme, et un sol hétérogène, qui reflète des conditions géologiques plus complexes et réalistes.

L'étude est ensuite réalisée dans deux contextes environnementaux distincts : une zone non urbaine, caractérisée par l'absence de contraintes superficielles, et une zone urbaine, où la présence de structures en surface peut influencer le comportement du massif. Cette première phase de l'étude permet d'identifier et de caractériser les mécanismes d'interaction entre les tunnels et le sol environnant, tout en évaluant leur impact sur la stabilité du terrain, en tenant compte des différences géologiques et d'urbanisation.

Dans un second temps, la même méthodologie est appliquée en milieu aquifère, en intégrant la présence d'une nappe phréatique. L'objectif est d'analyser l'influence de l'eau sur le comportement du massif, en étudiant la répartition des déplacements et les phénomènes de couplage hydro-mécanique. Les résultats obtenus en milieu saturé sont ensuite comparés aux cas secs précédents afin de mettre en évidence les différences de comportement liées à la saturation du sol.

Entre autres, une modélisation tridimensionnelle est intégrée à l'étude pour compléter les analyses menées en deux dimensions. Cette approche permet de mieux appréhender les effets spatiaux du creusement, de visualiser la distribution des déformations dans les trois directions

de l'espace et d'approfondir la compréhension des mécanismes d'interaction entre les tunnels jumelés dans des environnements complexes.

Dans le cadre des modélisations, deux approches spécifiques ont été utilisées : la méthode du volume perdu (Lost Volume Method) et la méthode de convergence-confinement (MCC). Cette dernière a été appliquée avec différents taux de déconfinement afin de simuler diverses conditions de creusement et d'évaluer l'impact sur les déformations du sol.

Les résultats obtenus à partir des modélisations bidimensionnelles et tridimensionnelles fournissent ainsi des bases solides pour formuler des recommandations techniques visant à optimiser les stratégies de conception et de réalisation des tunnels jumelés.

### **3.2 Présentation des outils numériques utilisés (Plaxis 2D, Plaxis 3DTunnel)**

La méthode des éléments finis s'est révélée très efficace dans les milieux continus car elle permet d'analyser avec précision les déplacements et les déformations des assemblages, en obtenant des résultats proches des observations in situ.

Son application est particulièrement pertinente pour l'étude de l'interaction sol-structure, un phénomène non linéaire influencé par la complexité du phasage et la géométrie.

Plusieurs auteurs ont mis en évidence cette complexité, notamment dans le cas de l'excavation des tunnels. En particulier, le problème d'interaction tunnel-tunnel a fait l'objet de plusieurs travaux antérieurs, soulignant la difficulté d'évaluer simplement les cuvettes de tassement engendrées par le creusement d'un bi-tube.

Ce phénomène d'interaction est intrinsèquement non linéaire, ce qui rend son analyse plus délicate. Cette avancée souligne ainsi l'importance des approches numériques adaptées pour mieux appréhender les effets induits par l'excavation des tunnels à proximité d'autres structures

Le logiciel PLAXIS 2D est un outil de calcul numérique avancé utilisé dans le domaine de la géotechnique pour simuler le comportement des sols et des structures. Il repose sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de modéliser des problèmes complexes en deux dimensions. Ce logiciel est largement utilisé par les chercheurs afin d'étudier de manière assez précise les infrastructures (barrages, tunnels, fondations, etc.).

Etant basé sur la méthode des éléments finis (MEF), une méthode qui consiste à discrétiser un domaine continu en un ensemble d'éléments finis (maillage), résoudre les équations d'équilibre

mécanique appliquées à chaque élément, assembler les solutions pour obtenir la réponse globale du système. Cette méthode a de multiples avantages dans le domaine de la géotechnique tel la modélisation de matériaux hétérogènes et non linéaires, la capacité à simuler des conditions de chargement complexes (ex. : phasage de construction) et la prise en compte de l'interaction sol-structure.

PLAXIS 2D propose un environnement intégré composé de plusieurs programmes :

1-Programme de modélisation (Input) permettant un dessin géométrique en 2D (coupes transversales), la définition des matériaux (données géo mécaniques des sols et mécanique des structures et ouvrages), l'insertion des éléments structurels (parois, pieux, géotextiles...).

2-Programme de génération de maillage (Mesh) qui assure un maillage automatique ou manuel du modèle, le contrôle de la finesse du maillage selon la complexité du modèle et l'introduction des données liées à la poussée des terres et celles des nappes phréatiques ainsi que la génération des pressions hydrauliques.

3- Programme de calcul (Calculation) où le chercheur peut définir les phases de construction et des conditions initiales, ce programme offre le choix du type d'analyse : statique, consolidation, dynamique et le lancement des calculs selon plusieurs méthodes d'approches dans le calcul des tunnels comme la méthode du volume perdu ou la méthode convergence confinement.

4- Programme de visualisation des résultats (Output) qui permet l'affichage des déplacements tels que les tassements en surface et mouvements horizontaux, contraintes, pressions interstitielles, etc, il propose aussi les graphiques et animations pour interprétation visuelle des résultats.

Plaxis 2D offre divers avantages, offrant une interface graphique conviviale, une précision des modèles avancés de sol et options de maillage fines, une modularité qui permet d'ajouter l'effet dynamique, une fiabilité des résultats qui furent validés à l'échelle internationale avec des projets réels.

Bien que le logiciel ait des avantages, il a des limites telles que la limitation en une modélisation en 2D uniquement (nécessite Plaxis 3D pour le 3D) comme il dépend fortement des données géotechniques qui doivent refléter le cas réel étudié et requiert une bonne compréhension des lois de comportement des sols.

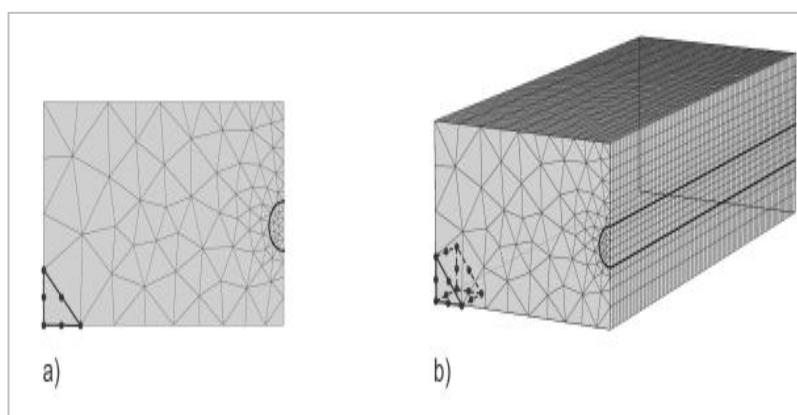
En se basant sur les limitations du logiciel Plaxis 2D, Plaxis 3D Tunnel est une solution avancée de modélisation en configuration tridimensionnelle dédiée à la géomécanique des ouvrages souterrains, en particulier les tunnels.

Comme plaxis 2D, ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis, il permet de simuler avec précision les interactions complexes entre les sols, les structures de soutènement, les revêtements et les phases de creusement.

Il est particulièrement utilisé dans l'ingénierie des tunnels en s'adaptant à plusieurs procédés de creusement (NATM, TBM,...). Au biais de la méthode FEM ce logiciel permet de diviser un volume en éléments finis 3D (tétraèdres, hexaèdres), appliquer des lois de comportement des matériaux (sols et structures) et résoudre les équilibres statiques et dynamiques dans le domaine.

Plaxis 3D tunnel permet la simulation des phases d'excavation en proposant une modélisation successive selon la progression des travaux en définissant chaque étape du processus afin d'étudier les interactions entre revêtement (béton projeté, voussoirs) et sol environnant.

L'apport d'une modélisation tridimensionnelle permet de générer automatiquement ou manuellement avec contrôle de la finesse dans les zones critiques (face d'excavation, joints, ancrages...) le maillage 3D, ce dernier est nettement plus représentatif que celui issu d'une modélisation 2D comme illustré sur la figure (3.1).



**Figure 3.1** Exemples de maillage de a) 2D b) 3D.

Les modèles de comportement injectés au logiciel Plaxis 3D sont similaires à ceux du Plaxis 2D. Ce logiciel offre une Haute précision géométrique permettant la simulation réaliste du creusement, une adaptation aux projets complexes : multi-phasage, interaction sol-structure,

conditions hydrauliques, une visualisation 3D avancée et une Compatibilité avec PLAXIS 2D pour des analyses complémentaires.

Parallèlement avec ces avantages, Plaxis 3D requiert une maîtrise avancée de la modélisation 3D, nous notons sa forte dépendance à la qualité des données géotechniques et des paramètres de sol et le fait que c'est un logiciel coûteux et exigeant en ressources informatiques.

Plaxis 2D est un outil incontournable en géotechnique pour analyser et concevoir des ouvrages souterrains et de soutènement. Grâce à la méthode des éléments finis, il permet d'anticiper les comportements mécaniques du sol et d'optimiser les solutions techniques. Cependant, son utilisation nécessite une formation spécialisée et une interprétation rigoureuse des résultats.

Pareillement, Plaxis 3D Tunnel est un outil de référence pour la modélisation des tunnels et autres ouvrages souterrains complexes, il offre une simulation réaliste des comportements mécaniques du sol et des structures dans un environnement tridimensionnel. Son utilisation permet d'anticiper les risques, optimiser les soutènements et garantir la sécurité des ouvrages.

### **3.3 Hypothèses et conditions aux limites du modèle**

Dans le cadre de la modélisation numérique d'un creusement de tunnels, la définition rigoureuse des conditions aux limites constitue une étape cruciale pour garantir la faisabilité numérique du calcul et la validité des résultats obtenus, notamment en ce qui concerne les déplacements engendrés dans le massif.

Lors du creusement d'un tunnel, les sollicitations provoquées par la redistribution des contraintes autour de la zone excavée perturbent l'équilibre du sol. Pour en simuler fidèlement les effets, le domaine de calcul doit être suffisamment étendu afin d'atténuer l'influence artificielle des bords du modèle.

Les limites latérales sont généralement contraintes à ne subir aucun déplacement horizontal, reproduisant ainsi une situation où le sol environnant résiste aux mouvements horizontaux sans s'effondrer vers la cavité. La base du modèle est quant à elle bloquée dans toutes les directions pour représenter un ancrage rigide en profondeur.

En revanche, la surface du terrain est laissée libre de se déplacer, ce qui permet d'observer les tassements ou refoulement provoqués par le creusement.

Il convient de souligner que le bon choix des conditions aux limites garantit non seulement la stabilité numérique du modèle, mais aussi la pertinence des déplacements simulés, qui constituent un indicateur clé pour l'évaluation de la stabilité du tunnel, la conception du soutènement et la prévision des impacts en surface.

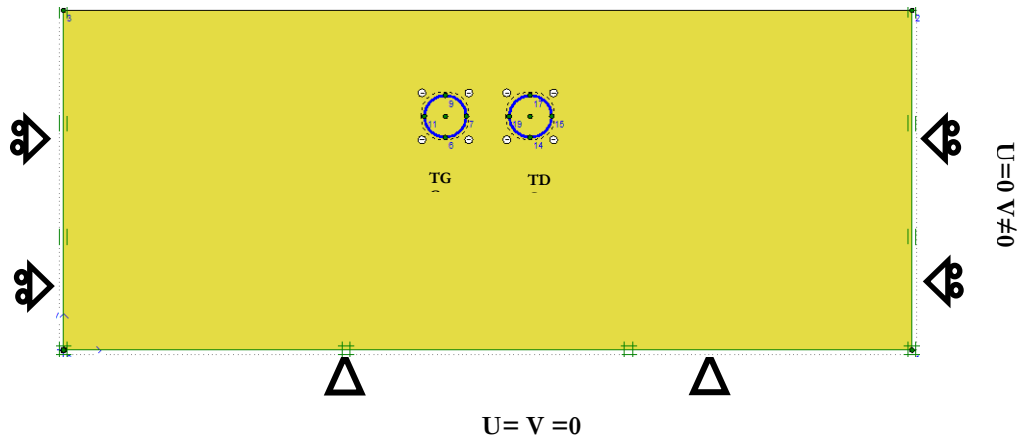


Figure 3.2 Conditions aux limites appliquées au modèle

### 3.4 L'aspect de la modélisation

La pratique courante de calculs des tunnels, plus spécifiquement par rapport aux tassements en surface, et vis-à-vis des contraintes économiques font que la modélisation en 2D demeure un atout majeur. Dans ce même raisonnement, la fiabilité des calculs et les schématisations reposent sur la crédibilité des données introduites aux logiciels de calcul, ceci dit, pour une meilleure représentativité, la modélisation en 3D demeure le choix le plus adéquat.

Connaissant une apogée au milieu des années 50, la modélisation au biais de la méthode des éléments finis se basant sur le concept d'un milieu élastique continu à seulement deux dimensions a vu le jour. Ce concept a été, en premier lieu, remplacé par un modèle se constituant d'un assemblage d'éléments triangulaires permettant la linéarité des déplacements.

Ce modèle d'éléments, permet la prise en considération de l'hétérogénéité des matériaux constituant le modèle étudié, le choix d'une loi de comportement améliorée et assignée aux couches de sol, l'effet du temps et les conditions initiales assignées au modèle ainsi que les conditions aux limites qui se rapprochent des cas d'études réellement observés sur chantier.

Le phénomène d'interaction sol-structure est non linéaire dû à la complexité du phasage ainsi que la géométrie. La méthode d'éléments finis s'est avérée très efficace dans les milieux

continus contenant un nombre d'éléments important de nœuds dont les déplacements et déformations finis des assemblages du maillage se rapprochent de celles observées in-situ.

Le problème d'interaction tunnel-tunnel a fait l'objet de plusieurs travaux antérieurs, l'ensemble des auteurs avaient souligné la complexité de l'évaluation simple des cuvettes de tassements engendrées par le creusement d'un bi-tube.

### **3.4.1 Technique de creusement et méthodes d'approche**

Dans cette étude, le creusement se fera suivant la méthode du tunnelier à front pressurisé (Tunnel Boring Machine ou TBM), cette technique fut créé pour atténuer et réduire les mouvements dans le massif encaissant. Cette technique est plus utilisée ces dernières années que les autres méthodes lors de la réalisation de tunnels dans des sols à faibles caractéristiques mécaniques. Elle a connu un essor et est devenue un choix préconisé grâce à : sa polyvalence, la réduction des tassements en surface, la maniabilité et la rapidité de réalisation dans des sols peu résistants.

Le processus du creusement d'un tunnel demeure un domaine très vaste, le problème est essentiellement tridimensionnel. Une hypothèse est faite dans ce point, elle se base sur un équilibre en déformation plane après passage de l'état initial à l'état final, les phases résidant entre les deux états sont réellement tridimensionnelles et peuvent être approchée par une configuration bidimensionnelle utilisant deux méthodes très répandues : la Méthode du Volume Perdu (LVM) et la Méthode Convergence Confinement (MCC).

#### **3.4.1.1 Méthode du Volume Perdu (Lost Volume Method) : (LVM)**

Communément appelée "Ground Loss" ou "méthode de contraction", cette approche appartient au domaine de la convergence. Le creusement dans des sols meubles perturbe l'équilibre initial du terrain. La perte de sol ainsi induite correspond au volume de la cuvette de tassement observée en surface, ainsi qu'aux venues de sol vers le soutènement à proximité de la zone excavée.

La notion de perte de terrain demeure complexe à définir. Dans le cadre du creusement par tunnelier, de nombreux auteurs et maîtres d'œuvre privilégient des observations in situ, basées sur une approche quantitative de l'analyse des cuvettes de tassement induites par le creusement. Le taux de perte est mesuré en proportion du volume théorique excavé. Sa valeur dépend principalement des caractéristiques géotechniques du sol, mais elle est également

fortement influencée par les méthodes de creusement mises en œuvre et, dans une moindre mesure, par les caractéristiques géométriques du tunnel.

Cette méthode est introduite dans le code de calcul PLAXIS, elle consiste en une application d'une contraction au niveau du centre du tunnel excavé. Elle simule la suppression des éléments à l'intérieur du tunnel et laisse le reste du massif se déformer jusqu'à obtenir une réduction du volume occupé par le tunnel, conforme au taux injecté dans le logiciel de calcul.

Certains auteurs relient cette perte de volume essentiellement au volume géométrique du vide engendré entre la surface de l'excavation et le tunnelier. D'autres chercheurs ont conclu que ce vide est souvent égal au volume de la cuvette de tassement en surface, cette théorie a vite été signalée fautive puisque les venues de sol encaissant vers le tunnelier n'atteignent généralement pas la jupe du tunnelier.

#### **3.4.1.2 La Méthode Convergence Confinement : MCC**

La Méthode Convergence Confinement consiste en une modélisation bidimensionnelle en déformation plane. Dans un premier temps, cette méthode n'était applicable qu'aux tunnels non soutenus ou ayant un soutènement d'une rigidité pas assez importante.

Elle repose essentiellement sur une application d'une pression supposée fictive sur tout le contour de la zone excavée. Dans les conditions initiales, la pression est égale aux contraintes du sol avant excavation, après excavation, elle sera réduite au biais d'un taux de déconfinement appelé ( $\lambda$ ), après la mise en place du revêtement. Une deuxième étape consiste en un relâchement entier (déconfinement total).

Le paramètre ( $\lambda$ ) est très important à déterminer, dû à son influence sur la réponse du massif surtout les tassements maximums en surface et les efforts au niveau du soutènement, une augmentation arbitraire de ce taux engendrera une augmentation des tassements et une réduction des efforts au niveau du soutènement.

Cette méthode est injectée dans le logiciel plaxis, elle consiste à modéliser un massif ayant des caractéristiques et des contraintes initiales, ensuite le creusement du tunnel sera simulé par l'annulation du sol se situant à l'intérieur du tunnel. Il est à noter que dans cette phase, il est impératif d'appliquer un pourcentage de déconfinement (Partiel), en troisième lieu, le revêtement final sera activé accompagné de l'application du déconfinement total qui est de 100% ce qui permet d'atteindre l'équilibre final.

Le taux de déconfinement est déterminé à partir de plusieurs mesures, le Centre d'étude des Tunnels (Cetu, 2012) en France propose la formule suivante :

$$\lambda(x) = \alpha + (1 - \alpha) \left[1 - \left(\frac{m_0 R}{m_0 R + x}\right)^2\right] \quad (3.1)$$

Nous notons :

$\alpha$  et  $m_0$  : sont des constante,  $R$  : est le rayon de l'excavation,  $x$  : est la distance de pose.

### 3.5 Présentation du modèle utilisé pour notre Cas d'Étude

#### 3.5.1 Introduction au Modèle de base

Le modèle de référence adopté dans notre étude est celui proposé par Chehade et Shahrour (2008), qui ont examiné le comportement de deux tunnels dans un sol homogène.

Les propriétés mécaniques associées à leur modèle sont présentées dans le tableau (3.1). Leur analyse s'est principalement concentrée sur les tassements en surface liés au creusement, en évaluant plusieurs configurations d'alignement.

Le comportement du sol  $y$  est modélisé à l'aide de la loi élastoplastique de Mohr-Coulomb, caractérisée par les cinq paramètres essentiels : la cohésion ( $c$ ), l'angle de friction interne ( $\varphi$ ), le module d'élasticité ( $E$ ), le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) et l'angle de dilatation ( $\psi$ ). Ces paramètres sont calibrés en fonction des propriétés géotechniques du sol homogène étudié. Le modèle de comportement Mohr-Coulomb permet de représenter de manière satisfaisante l'évolution des déformations plastiques et des tassements induits par le creusement simultané de deux tunnels.

Toutefois, leur méthodologie présente certaines limites. En effet, ils se sont exclusivement appuyés sur la méthode de Convergence-Confinement (MCC) avec un taux unique de déconfinement fixé à 50 %, sans explorer d'autres taux susceptibles de mieux représenter la diversité des comportements de déconfinement des sols lors du creusement des tunnels, ni envisager d'autres approches pouvant renforcer la fiabilité des résultats.

De plus, leur étude n'a pas pris en compte l'influence des variations des conditions hydrauliques, pourtant cruciales pour le calcul et le dimensionnement des structures, et particulièrement déterminantes pour les ouvrages souterrains en raison de l'interaction complexe entre le sol et l'eau. Par ailleurs, les modélisations tridimensionnelles, indispensables pour une meilleure compréhension des mécanismes de déformation et de stabilité, n'ont pas été abordées. En outre, l'impact du milieu urbain n'a pas été pris en considération.

Ces éléments ont été intégrés et approfondis dans le cadre de notre étude, afin de proposer une analyse plus rigoureuse, exhaustive et aussi fidèle que possible aux phénomènes étudiés. L'intégration de ces facteurs est essentielle pour une évaluation réaliste des risques et pour optimiser le dimensionnement des ouvrages souterrains en milieu urbain.

### 3.5.2 Les améliorations apportées au Modèle

Afin de mieux simuler les effets du creusement simultané des deux tunnels dans des conditions réelles de terrain, nous avons intégré plusieurs améliorations au modèle de Chehade et Shahrour (2008). Ces ajouts permettent d'augmenter la précision de la simulation, de mieux représenter les variations géotechniques et de prendre en compte des facteurs supplémentaires comme l'interaction avec les structures, l'effet tridimensionnel ainsi que l'impact des conditions hydrauliques.

1. **Taux de déconfinement (méthode MCC) et volume perdu (Méthode LVM) :**  
L'étude de Chehade et Shahrour (2008) se base sur un taux de déconfinement de 50%, ce qui est une valeur commune pour les sols homogènes. Dans le cadre de notre étude, nous avons, en plus de la valeur prise par les auteurs, introduit des valeurs de taux de déconfinement de 45% et 55% en plus dans le cadre de la méthode de Convergence-Confinement (MCC), ainsi qu'un volume perdu de 2% dans le cadre de la méthode LVM. Cette modification permet de mieux modéliser la variabilité des propriétés géotechniques des sols et de simuler les effets de déformations dues à la compaction ou à la contraction du sol pendant le creusement. Ces ajustements permettent également de rendre les simulations plus fidèles aux conditions réelles rencontrées dans des projets de tunnels.
2. **Calcul tridimensionnel :** Un autre ajout majeur de notre travail réside dans la transition d'une modélisation bidimensionnelle à une modélisation tridimensionnelle. L'approche tridimensionnelle permet de prendre en compte de manière plus réaliste les interactions complexes entre les deux tunnels, en tenant compte des déformations non uniformes dans les trois directions de l'espace. En comparaison avec le modèle 2D de Chehade et Shahrour, la modélisation en 3D permet une analyse plus précise des effets des variations d'espacement, de profondeur et des configurations d'alignement des tunnels sur les déformations du sol.

3. **Calcul avec la structure et calcul hydraulique** : Notre travail se distingue également par l'ajout de calculs impliquant une structure en surface ainsi que des calculs hydrauliques. Ces ajouts sont cruciaux pour simuler l'interaction entre le sol et la structure environnantes, en tenant compte des effets de l'eau souterraine, notamment les variations du niveau de la nappe phréatique. La prise en compte de ces facteurs permet de mieux évaluer la stabilité du massif et de simuler de manière plus réaliste les déformations du sol et leurs impacts sur le voisinage. Cette approche offre une meilleure compréhension des effets complexes de l'eau sur la déformation du sol et de l'interaction sol-structure ce qui reflète la réalité.

Ainsi, ces améliorations augmentent la fidélité de la modélisation par rapport aux conditions réelles de terrain et apportent une perspective enrichie par rapport aux conclusions obtenues dans l'étude de Chegade et Shahrour, en offrant une analyse plus robuste et fiable des impacts du creusement simultané de tunnels dans des sols complexes.

### **3.6 Analyse numérique 2D des déformations des sols lors du creusement de deux tunnels- Cas de zone non urbaine**

Le travail présenté dans cette section porte sur deux cas principaux : le comportement d'un sol homogène et d'un sol hétérogène face au creusement simultané de deux tunnels.

Afin d'analyser l'influence de la disposition des tunnels sur la réponse du massif, trois types d'alignement ont été adoptés et étudiés :

- 1 L'alignement horizontal, où les deux tunnels sont creusés côte à côte à la même profondeur.
- 2 L'alignement vertical, où un tunnel est creusé au-dessus de l'autre, avec un espacement défini.
- 3 L'alignement incliné, où les tunnels sont positionnés sous un certain angle par rapport à l'horizontale.

Chacune de ces configurations a été analysée en termes de déplacements induits dans le sol, et des interactions entre les tunnels.

Dans un premier temps, l'étude a été menée sur un sol homogène, supposant une distribution uniforme des propriétés géomécaniques sur toute la profondeur et la largeur du massif. Ce modèle simplifié permet d'isoler les effets liés uniquement à la géométrie des tunnels et au

procédé de creusement. Les déformations et les tassements ont été simulés dans ce contexte, en supposant un comportement isotrope du sol, ce qui permet de fournir une première approximation de la réponse globale du massif face au creusement simultané des deux tunnels.

Dans un second temps, le modèle a été étendu à un sol hétérogène, où les propriétés géotechniques varient selon la profondeur et la localisation. Cette configuration reflète plus fidèlement les conditions de sol rencontrées dans la pratique, en particulier dans les terrains fortement stratifiés ou présentant des variations marquées de la résistance à la compression et de la perméabilité.

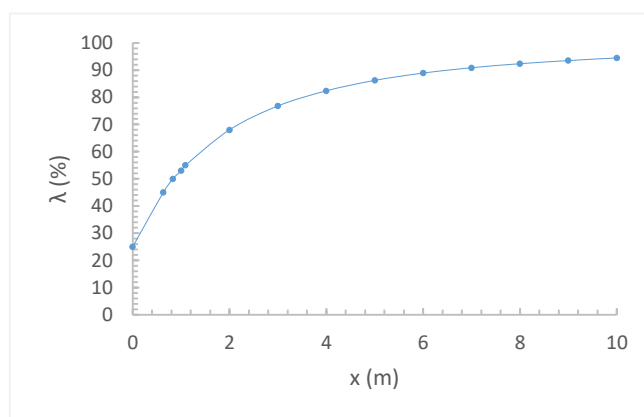
Les simulations ont permis d'évaluer l'impact de ces variations sur les déplacements horizontaux et verticaux, les risques de rupture, ainsi que sur les interactions entre les tunnels voisins.

### **3.6.1 Cas de sol homogène-1<sup>er</sup> Cas d'analyse**

Dans cette partie, nous avons analysé l'effet du creusement simultané de deux tunnels dans un massif de sol sableux. Cette nature pulvérulente a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche portant sur les mouvements induits dans les sols pulvérulents. Contrairement aux sols cohérents, les déformations dans ces sols semblent être limitées à une région étroite située au-dessus des tunnels.

Une première série d'analyses a porté sur l'effet de la distance entre les deux tunnels sur les tassements en surface. Pour cette analyse, les deux approches LVM (Lost Volume Method) et MCC (Convergence Confinement Method) ont été utilisées et comparées. Nous avons choisi un taux de volume perdu de 2% pour l'approche LVM, et un taux de déconfinement de l'ordre de  $\lambda = 45\%$  pour l'approche MCC. Ce dernier a été ensuite varié pour différentes valeurs de  $\lambda$  (50% et 55%) dans le cadre d'une étude paramétrique.

Le choix de ces taux de confinement a été basé sur une série de calculs en fonction de la distance de pose ( $x$ ), selon l'équation (3.1), dont les résultats sont montrés dans la figure (3.3).



**Figure 3.3** Variation du taux de confinement en fonction de la distance de pose (x)

**Tableau 3.1** Caractéristiques mécaniques du sol (Chehade et Shahrour, 2008)

Paramètres	Nomination	Valeur	Unité
Loi de Comportement	Mohr-Coulomb	MC	/
Condition de drainage	/	Drainé	/
Poids volumique sec	$\gamma_{\text{unsat}}$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique humide	$\gamma_{\text{sat}}$	23	kN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	E	30	MPa
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.3	/
Cohésion	C	3	kPa
Angle de frottement	$\varphi$	33	°

Notre cas d'étude (Chehade& Shahrour, 2008) est schématisé sur la figure (3.4), il s'agit d'un creusement à la TBM de tunnels jumelés avec un diamètre D de 10m, l'épaisseur du revêtement est de 50 cm. L'extension du modèle est de 8D de hauteur et 20D.

Les deux tunnels sont identiques, les caractéristiques mécaniques du revêtement sont : module de Young : 35000MPa, le coefficient de poisson de 0,25. Le modèle est parfaitement élastique.

Le maillage adopté est triangulaire à 15 nœuds, la zone d'influence sera dotée d'un maillage plus raffiné pour obtenir des résultats plus précis.

Pour un alignement horizontal des tunnels où les tunnels sont parallèles, le centre des deux tunnels se trouve à une profondeur de 2.5D et seront espacés d'une distance horizontale Px qui sera variée en 2D, 3D et 4D (figure 3.4.a)

Ensuite, les deux tunnels seront alignés verticalement pour voir l'effet de la superposition sur les résultats. Le tunnel du haut aura une profondeur de 2.5D, la distance entre axes des deux tunnels verticalement Py variera entre deux fois le diamètre et quatre fois le diamètre des tunnels (figure 3.4.b)

Enfin, un alignement incliné sera investigué en modélisant deux tunnels avec une inclinaison de  $45^\circ$ . Le tunnel supérieur est creusé à une profondeur de  $2.5D$ , l'espacement vertical  $P_y$  avec le tunnel droit inférieur est de  $2D$  et l'espacement horizontal entre aussi sera varié aussi en  $2D$ ,  $3D$  et  $4D$  (figure 3.4.c).

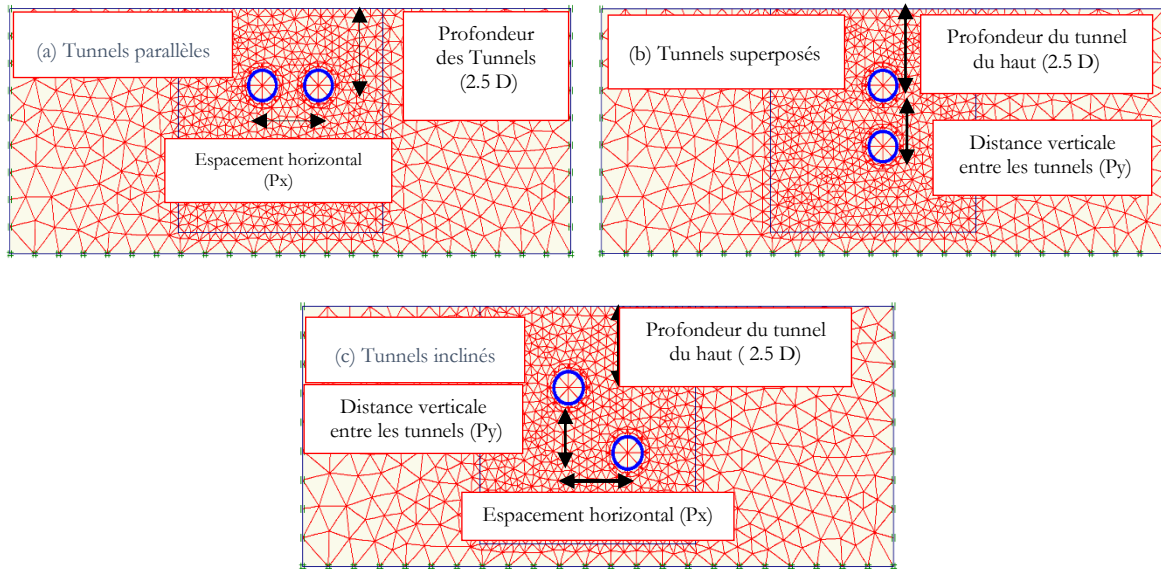


Figure 3.4 Configurations géométriques du modèle traité

### 3.6.1.1 Tassements en surface

Les résultats tirés dans cette partie reflètent l'intérêt de la prédiction des tassements en surface induits pour notre cas d'étude dans le cadre d'une analyse numérique en 2D. Cette approche bidimensionnelle a permis d'obtenir une approximation précise des déformations du sol tout en restant relativement simple à modéliser. Elle se concentre sur les déplacements et tassements en surface causés par l'excavation des deux tunnels. L'analyse a été réalisée en tenant compte des différents espacements entre les tunnels, variant entre  $2D$ ,  $3D$  et  $4D$ . Ces espacements ont un impact direct sur la propagation des déformations et l'évolution de la cuvette de tassement en surface, et leur effet a été soigneusement étudié dans le cadre des différentes configurations d'alignement (horizontal, vertical, incliné).

Les simulations ont été basées sur la loi de comportement de Mohr-Coulomb, qui modélise la résistance au cisaillement du sol à travers deux paramètres essentiels : la cohésion ( $c$ ) et l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ).

#### a. Cas de tunnels parallèles

Dans cette première configuration, les résultats montrent que la réponse du sol est fortement influencée par l'espacement entre les deux tunnels. Pour une distance horizontale de  $2D$ , les

cuvettes de tassement présentent un seul profil gaussien, avec un tassement maximal lorsque les tunnels sont proches ( $P_x=2D$ ), comme l'illustre la figure (3.5). En augmentant l'espacement, les tassements maximum diminuent, et deux profils gaussiens distincts apparaissent pour un espacement de  $4D$ .

De plus, la méthode de convergence-confinement génère des tassements plus importants que celle du volume perdu. Une augmentation du taux de déconfinement conduit également à des tassements plus importants.

Un chevauchement des cuvettes a induit à une interaction, entraînant une augmentation des tassements maximum en surface, pouvant causer des dommages aux structures.

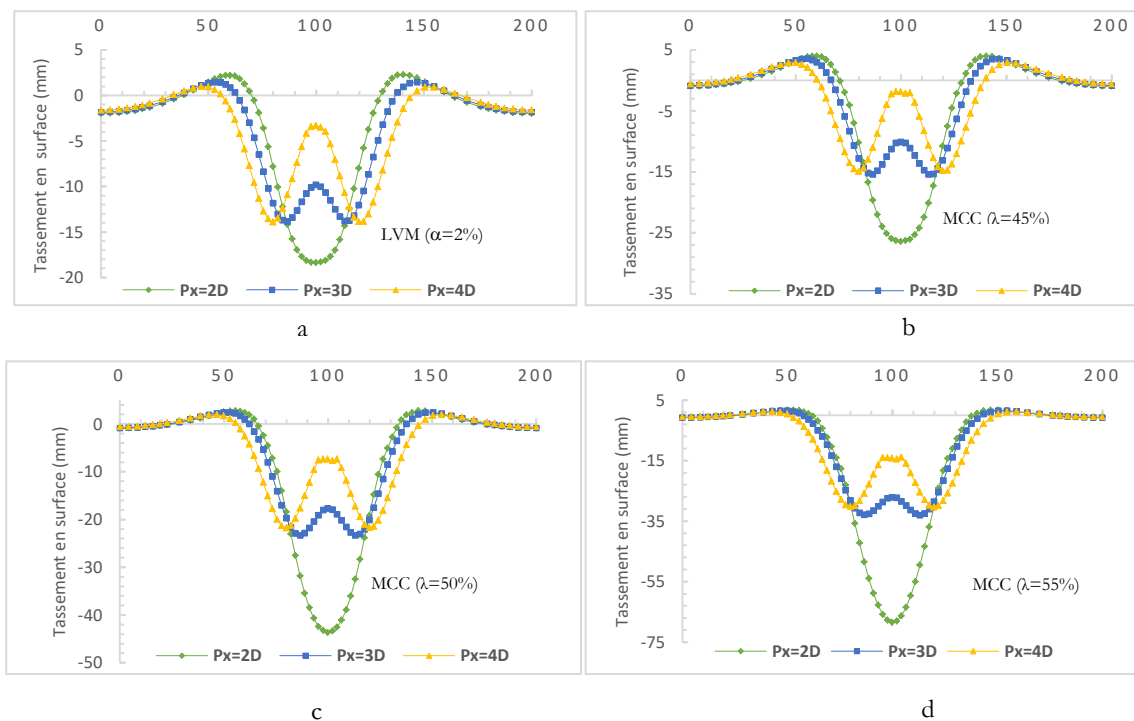


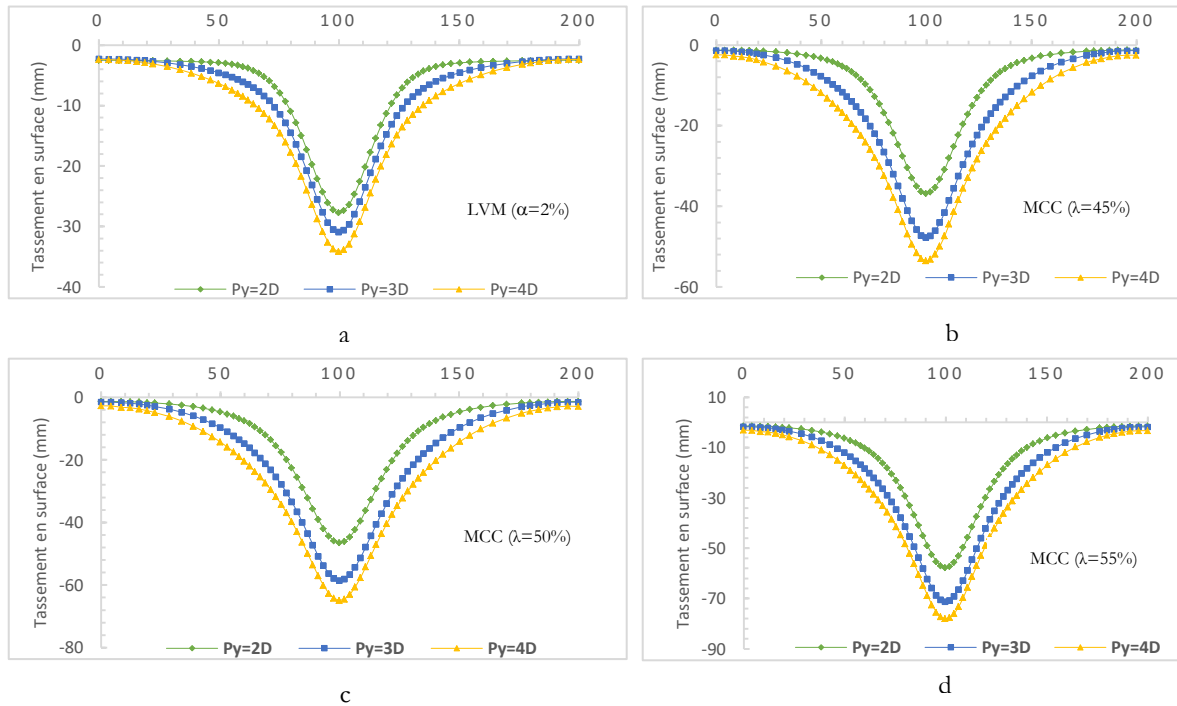
Figure 3.5 Allures des cuvettes de tassements- Tunnels parallèles

**b. Cas de tunnels superposés**

Dans cette deuxième configuration géométrique, où les tunnels sont superposés, les cuvettes de tassement sont regroupées dans la figure (3.6). Contrairement à nos attentes, les résultats obtenus pour cette configuration montrent une augmentation des tassements en surface lorsque la distance verticale entre les tunnels est plus importante.

Ce comportement peut s'expliquer par le fait que, lorsque les tunnels sont proches verticalement, le tunnel inférieur se trouve dans une zone déjà partiellement perturbée par l'excavation du tunnel supérieur.

Cette proximité limite l'intensité des contraintes supplémentaires transmises au massif, réduisant ainsi la déformation globale. En revanche, lorsque l'espacement vertical augmente, les deux tunnels mobilisent des volumes de sol distincts, ce qui conduit à une superposition plus marquée des zones de déformation dans le massif, et donc à une augmentation des tassements.



**Figure 3.6** Allure des cuvettes de tassement (tunnels superposés)

### *c. Cas de tunnels inclinés*

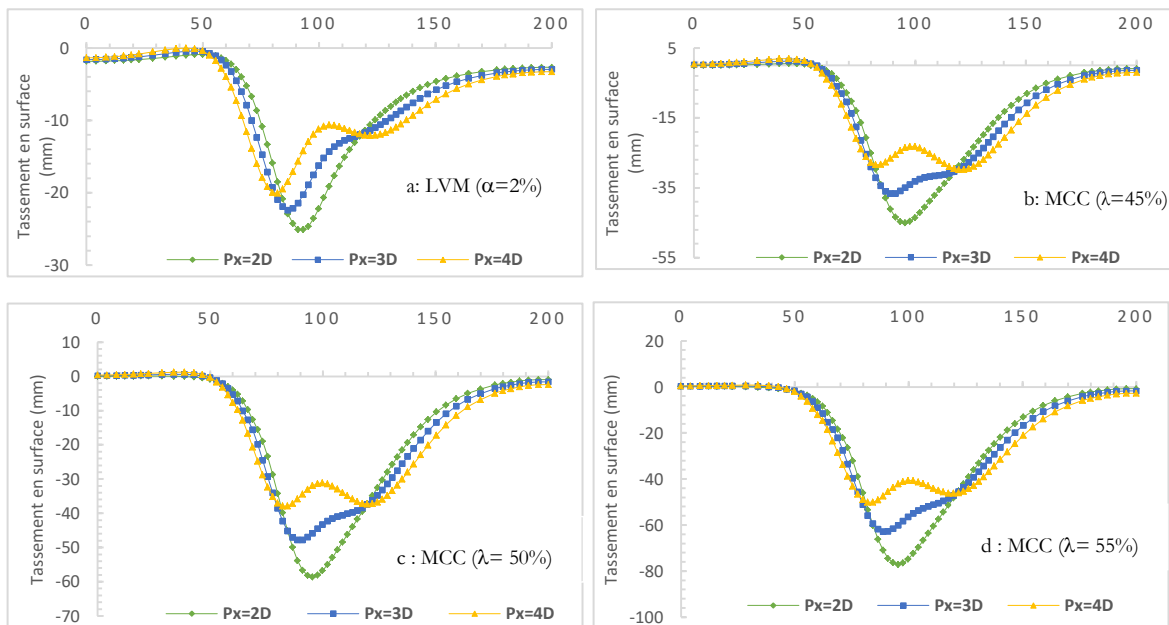
Pour les tunnels inclinés, l'espacement vertical  $P_y$  entre les axes des deux tunnels est maintenu à 2D. La variation de la distance horizontale  $P_x$  engendre différentes formes de cuvettes de tassement.

En analysant les cuvettes regroupées dans la figure (3.7), on observe d'abord que la méthode de convergence-confinement génère toujours des cuvettes avec des tassements maximum supérieurs à ceux obtenus avec la méthode du volume perdu. De plus, pour une distance  $P_x$  de 2D, le chevauchement des cuvettes de tassement est évident, ce qui donne lieu à une seule cuvette ayant un tassement maximal supérieur à celui observé pour les autres espacements  $P_x$ , et ce, pour les deux méthodes d'approche.

Il est à noter qu'une augmentation de la distance  $P_x$  entraîne des cuvettes avec des tassements plus faibles. On observe également que, pour une distance  $P_x$  de 4D, les cuvettes sont

désormais séparées. Cela conduit à la conclusion que le chevauchement des zones d'influence des tunnels diminue avec l'augmentation de l'espacement horizontal entre eux.

Contrairement aux autres approches, nous remarquons que le tunnel du bas présente généralement moins de tassements dans l'approche LVM, ce résultat nous paraît logique du fait qu'il est situé à une profondeur plus importante, ce qui réduit son influence sur la surface.



**Figure 3.7** Tassement en surface (Tunnels inclinés)

### 3.6.1.2 Evolution des tassements en surface en fonction de la méthode de prédiction (comparaison entre méthodes numériques et empiriques)-Cas de tunnels parallèles

Nous avons choisi de prendre le cas le plus défavorable présentant les tassements les plus importants (Px=2D) pour les tunnels parallèles. La figure (3.8) regroupe les cuvettes de tassement obtenues à partir d'analyses numériques et empiriques.

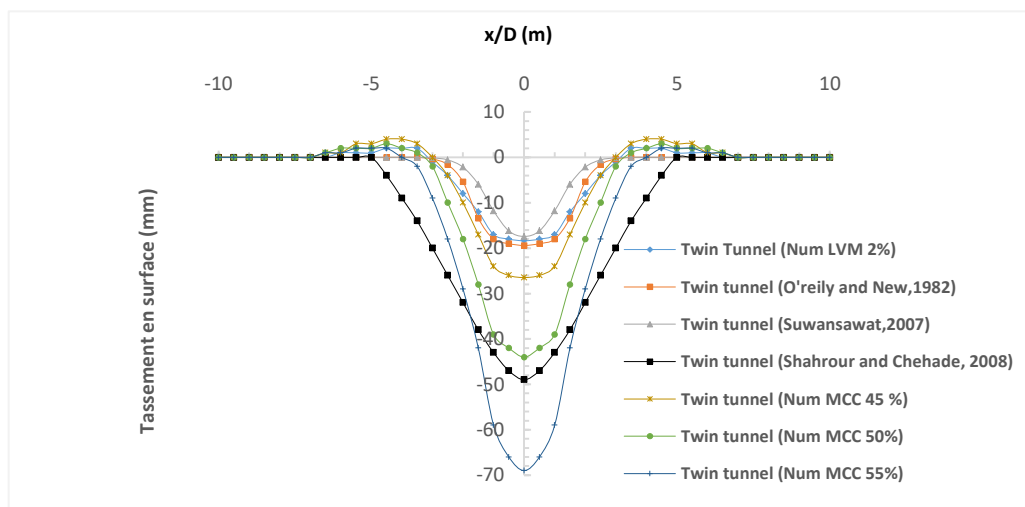
Les résultats numériques montrent que l'amplitude du tassement maximal augmente avec le taux de déconfinement du sol : plus ce taux est élevé, plus les déplacements en surface sont importants. Cette évolution est en accord avec la logique du taux déconfinement, directement lié au relâchement des contraintes autour des tunnels.

Par ailleurs, les prédictions empiriques issues des méthodes d'O'Reilly and New (1982) et de Suwansawat (2007) sont également tracées sur la figure ; elles offrent des résultats comparables aux simulations numériques, bien que légèrement plus inférieurs dans certaines zones. Il est important de souligner que ces méthodes empiriques ont été développées spécifiquement pour des tunnels parallèles, ce qui justifie leur utilisation exclusive dans cette configuration et leur

absence pour les cas de tunnels superposés ou inclinés. Globalement, les différentes approches se rejoignent sur la forme générale des cuvettes de tassements, tout en révélant des écarts sur les valeurs maximales en fonction des hypothèses adoptées.

À l'issue de cette comparaison, il apparaît que la méthode numérique basée sur l'approche Convergence-Confinement fournit des résultats plus complets et plus réalistes que les approches empiriques classiques. Bien que les méthodes empiriques (comme celles proposées par O'Reilly and New, et Suwansawat) offrent des estimations rapides et pratiques pour des tunnels parallèles, elles présentent des limites importantes, notamment leur incapacité à modéliser de manière précise l'interaction complexe entre les tunnels et le sol, en particulier dans des configurations autres que parallèles.

La méthode numérique, en revanche, permet de prendre en compte l'évolution progressive des contraintes et des déformations, les effets tridimensionnels et les conditions géotechniques spécifiques. Elle est ainsi plus adaptée pour une évaluation fiable des déplacements induits par le creusement de tunnels, notamment dans des contextes sensibles comme les milieux urbains.



**Figure 3.8** Comparaison des cuvettes de tassement- Méthodes empirique et numérique

### 3.6.1.3 Mouvements horizontaux pour les trois alignements

Dans ce qui suit, nous présentons les déplacements horizontaux obtenus à partir des simulations numériques pour les trois alignements. Il est rappelé que les déplacements verticaux sont principalement concentrés au niveau de la clé supérieure des tunnels, avec une intensité moindre dans le radier. Quant aux déplacements horizontaux, ils atteignent leurs valeurs maximales au droit des parois latérales des deux tunnels, un comportement en accord

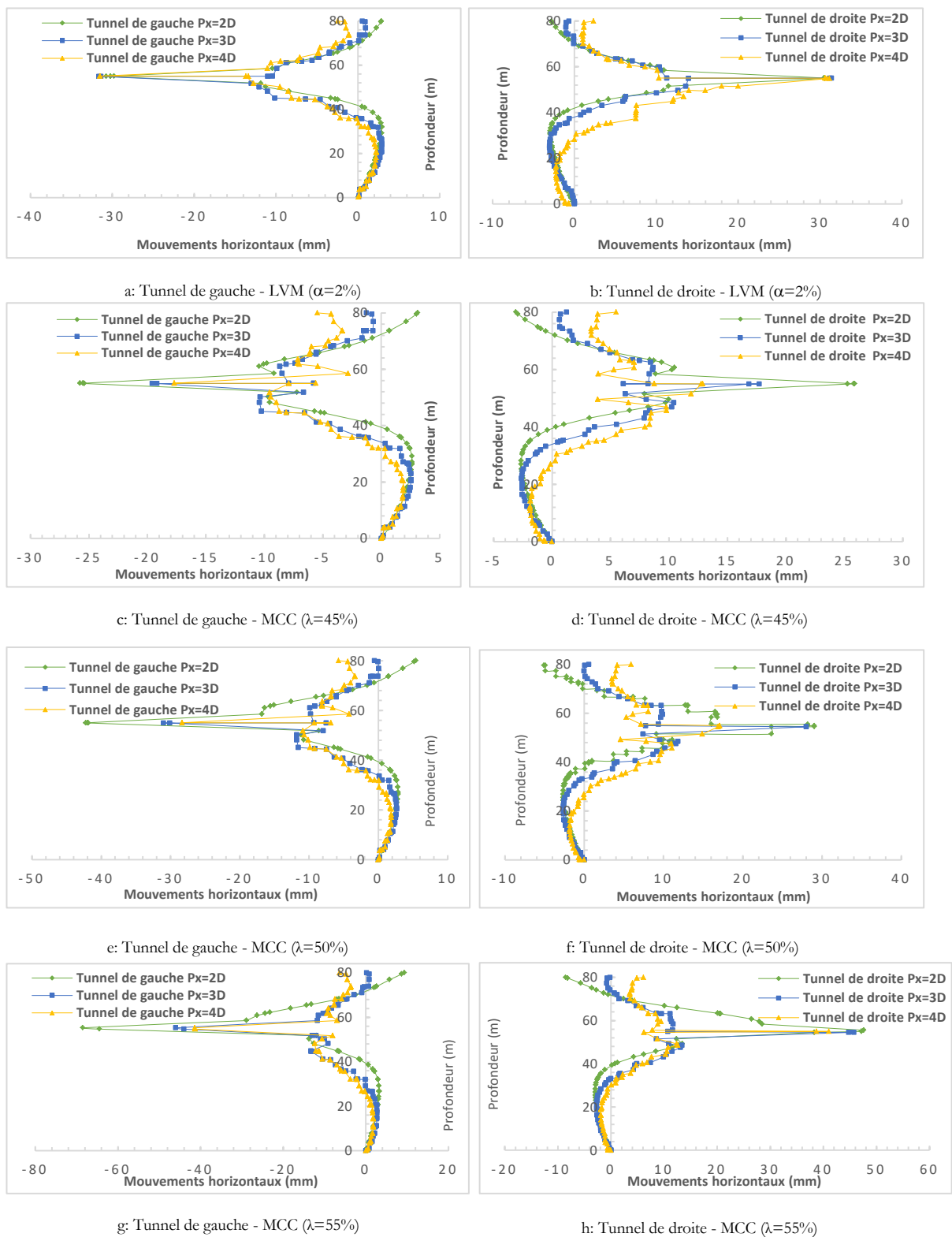
avec les observations rapportées par plusieurs chercheurs ainsi qu'avec les mesures réalisées in situ.

**a. Cas de tunnels parallèles**

La figure (3.9) illustre les déplacements horizontaux induits par le creusement des deux tunnels parallèles. Il en résulte que la méthode du volume perdu génère des mouvements horizontaux d'amplitude presque similaire pour les différents espacements  $P_x$ .

En revanche, la méthode de Convergence-Confinement, pour un taux de déconfinement donné, montre une diminution progressive des déplacements horizontaux maximum à mesure que la distance  $P_x$  entre les tunnels augmente, aussi bien pour le tunnel de gauche que pour celui de droite.

Par ailleurs, il est observé que l'augmentation du taux de déconfinement s'accompagne d'une hausse des valeurs maximales de déplacement horizontal ( $U_{x \max}$ ).



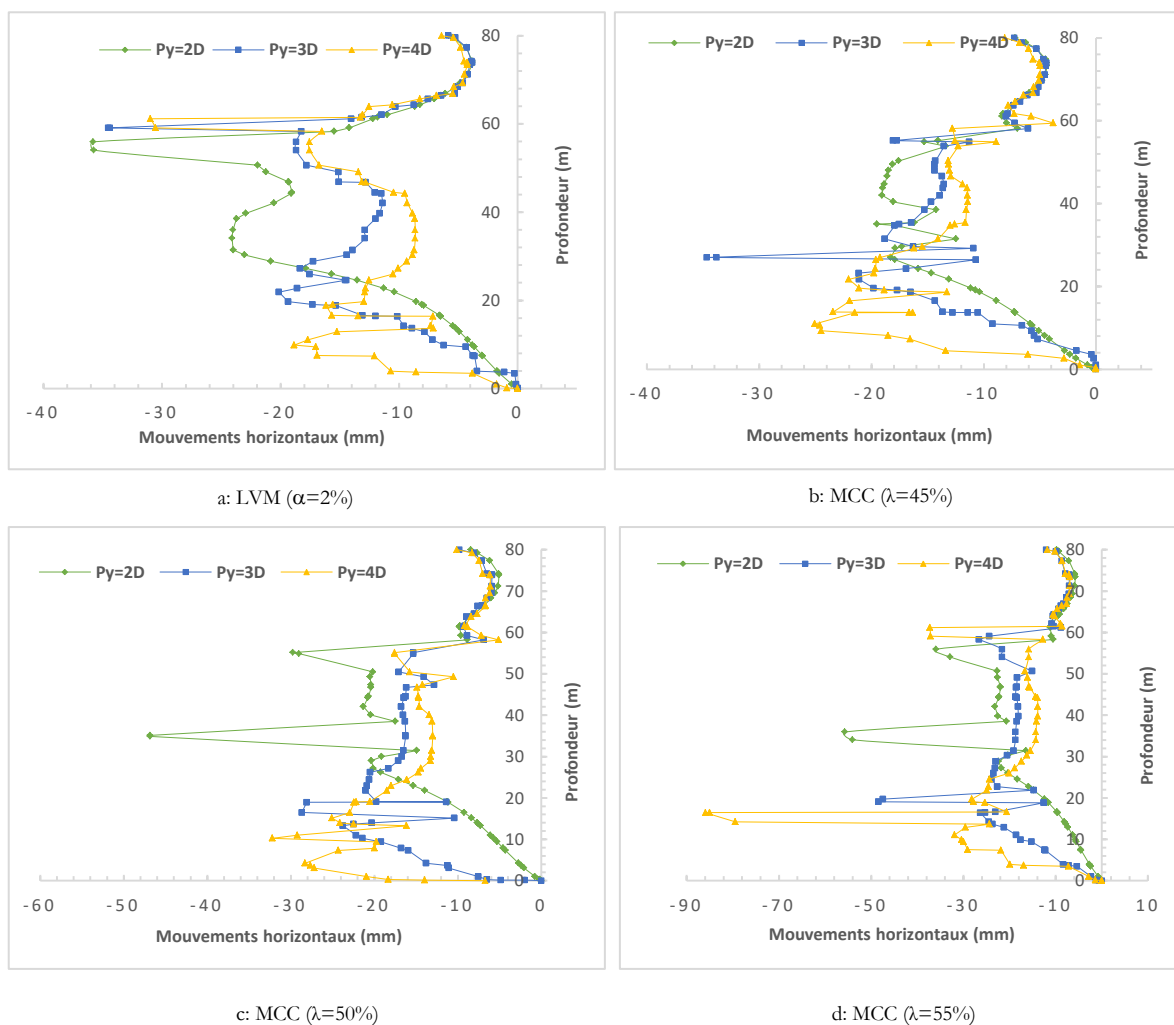
**Figure 3.9** Mouvements horizontaux (Tunnels parallèles)

**b. Cas de tunnels superposés**

Pour les tunnels superposés (illustrés en figure 3.10), les déplacements horizontaux maximum sont observés au niveau des parois latérales des deux tunnels (supérieur et inférieur).

Ces mouvements sont plus importants dans le tunnel supérieur lorsque la méthode du volume perdu est appliquée, tandis qu'ils sont plus significatifs dans le tunnel inférieur lors de l'utilisation de la méthode de convergence-confinement, quel que soit l'espacement  $P_y$  et pour les trois taux de perte de confinement.

De plus, une augmentation du taux de déconfinement est associée à un accroissement des déplacements horizontaux.



**Figure 3.10** Mouvements horizontaux (Tunnels Superposés)

*c. Cas de tunnels inclinés*

Dans le cas des tunnels inclinés et d'après les résultats montrés sur la figure (3.11), l'analyse des déplacements horizontaux révèle des comportements distincts selon la méthode de modélisation utilisée. Avec la méthode du volume perdu (LVM), les déplacements horizontaux sont maximum au droit des tunnels, tandis qu'ils deviennent quasiment nuls en s'éloignant de ces derniers, indiquant une forte localisation des déformations autour des ouvrages.

En revanche, avec la méthode de convergence-confinement, les déplacements les plus importants sont observés autour du tunnel droit, avec une nette orientation des mouvements vers le tunnel gauche. Ce comportement asymétrique suggère une interaction différentielle entre les deux tunnels induite par l'inclinaison de leur alignement et par les conditions de déconfinement progressif.

Par ailleurs, l'augmentation du taux de déconfinement entraîne systématiquement une amplification des déplacements horizontaux, traduisant une sensibilité accrue du massif de sol à la diminution des pressions de confinement. Ce constat est valable pour les deux méthodes de modélisation, bien qu'il soit plus marqué dans le cas de la méthode convergence-confinement où la redistribution des contraintes est progressive.

Enfin, il convient de noter que, du fait de l'inclinaison des tunnels, l'interaction entre les deux tunnels n'est pas symétrique : le tunnel supérieur subit une perturbation plus importante que le tunnel inférieur, ce qui influence la distribution des mouvements dans le sol environnant.

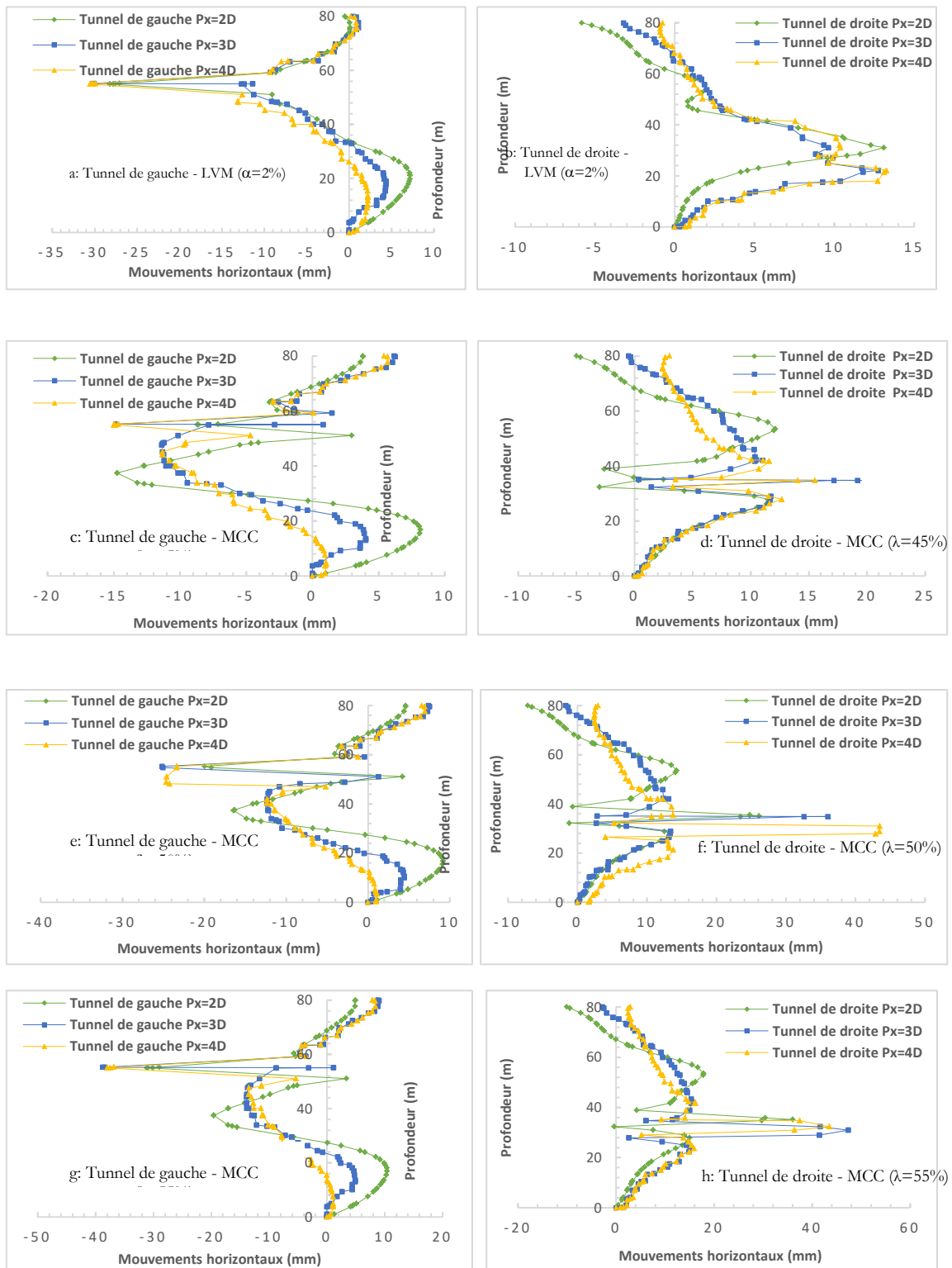


Figure 3.11 Mouvements horizontaux (Tunnels inclinés)

#### ***3.6.1.4 Comparaison et interprétations des mouvements du sol en fonction de l'alignement***

Les tassements en surface ainsi que les déplacements horizontaux, pour différentes configurations géométriques de tunnels, sont influencés à la fois par la distance entre les ouvrages et par l'approche d'évaluation utilisée.

Selon l'approche LVM, l'alignement parallèle, dans sa configuration la plus défavorable, induit des tassements modérés. Ceux-ci sont plus importants dans le cas de tunnels superposés, tandis que les tunnels inclinés se situent dans une situation intermédiaire. Ces résultats montrent que la configuration superposée tend à générer les tassements les plus marqués. Cette tendance est confirmée par l'application de la méthode convergence-confinement (MCC), qui prend en compte le comportement non linéaire du sol et reproduit généralement des tassements plus élevés que la méthode du volume perdu (Panet, 1995 ; Vlachopoulos & Diederichs, 2009).

Les déplacements horizontaux suivent une tendance similaire. Les tunnels superposés provoquent des déplacements latéraux plus significatifs que les configurations parallèles ou inclinées. Cette observation reste valable quelle que soit la méthode utilisée, bien que la méthode MCC conduise systématiquement à des déplacements plus élevés que la méthode LVM, notamment lorsque le taux de déconfinement est important.

Ces résultats confirment que les tunnels superposés induisent systématiquement les déformations les plus importantes, tant en surface qu'en profondeur. Cela corrobore les observations in situ, qui soulignent l'effet cumulatif des zones de déformation autour de tunnels superposés.

Par ailleurs, les analyses montrent que la méthode de convergence-confinement génère généralement des cuvettes de tassement plus prononcées que la méthode du volume perdu. Une augmentation du taux de déconfinement accentue ces déformations. En particulier, lorsque les cuvettes de tassement se chevauchent, une interaction significative entre les tunnels s'installe, amplifiant les tassements maximaux en surface. Cette interaction est susceptible d'occasionner des dommages aux structures avoisinantes, comme l'ont mis en évidence Park, Lee et Jeon (2011), qui montrent que le chevauchement des zones d'influence amplifie considérablement les effets de tassement.

Il ressort également que l'espacement horizontal entre les tunnels est un paramètre critique. Lorsque cet espacement augmente, le chevauchement des zones d'influence diminue, ce qui atténue les interactions et réduit les tassements. Ce phénomène est d'autant plus marqué en

profondeur, où l'amplitude des déformations tend à diminuer naturellement. Cette observation est essentielle pour la planification de projets souterrains en milieu urbain, où la maîtrise des tassements en surface est cruciale pour préserver l'intégrité des infrastructures existantes.

En conclusion, la configuration parallèle semble la plus favorable pour la planification de projets souterrains, tant du point de vue des tassements que de la maîtrise des zones d'influence, à condition de maintenir un espacement suffisant entre les ouvrages (idéalement supérieur à deux diamètres). Cette disposition permet de limiter les interactions entre les tunnels et de réduire les risques pour les structures environnantes.

### **3.6.2 Cas de sol hétérogène- 2<sup>ème</sup> Cas d'analyse**

Dans le but de rester cohérents avec les analyses menées précédemment sur un sol homogène, nous avons élargi notre étude à un cas de creusement dans un massif hétérogène. Cette nouvelle configuration, représentée à la figure (3.12), permet une comparaison directe avec le cas homogène tout en maintenant les mêmes conditions géométriques et constructives : tunnels de 10 m de diamètre, creusés à l'aide d'un tunnelier à front pressurisé, et revêtus d'un anneau de 50 cm d'épaisseur.

Le choix d'un massif hétérogène s'inscrit dans une approche réaliste, cette configuration étant fréquemment rencontrée dans la pratique. Plusieurs travaux s'y sont intéressés, notamment ceux de Moller (2006), El Houari (2015) et Zhang et Jiang (2020).

Le modèle de référence adopté est celui proposé par Moller (2006), comprenant trois couches stratifiées modélisées selon la loi de comportement de Mohr-Coulomb : une première couche sableuse (pulvérulente), une couche intermédiaire argileuse, et une troisième couche de sable plus rigide située sous les tunnels. Les épaisseurs respectives de ces couches sont de 8 m pour la couche sableuse superficielle, 48 m pour la couche argileuse, et 24 m pour la couche sableuse inférieure. Les propriétés géomécaniques sont détaillées dans le tableau (3.2).

Il est important de souligner qu'en utilisant initialement la même extension latérale que celle du modèle homogène, le calcul dans le cas du massif hétérogène ne parvenait pas à converger. Cela était dû à une contrainte excessive liée aux conditions aux limites latérales, qui bloquaient les déplacements du massif. Nous avons donc été contraints d'augmenter l'extension horizontale du modèle à 40 fois le diamètre du tunnel (40D) pour assurer un comportement réaliste du sol. À noter que, par souci de comparaison, nous avons testé cette même extension

sur le modèle homogène, mais aucune variation significative des résultats n'a été observée. Cela confirme que le comportement mécanique du massif hétérogène est plus sensible aux effets de bord, ce qui justifie un soin particulier dans la définition des limites du domaine de calcul.

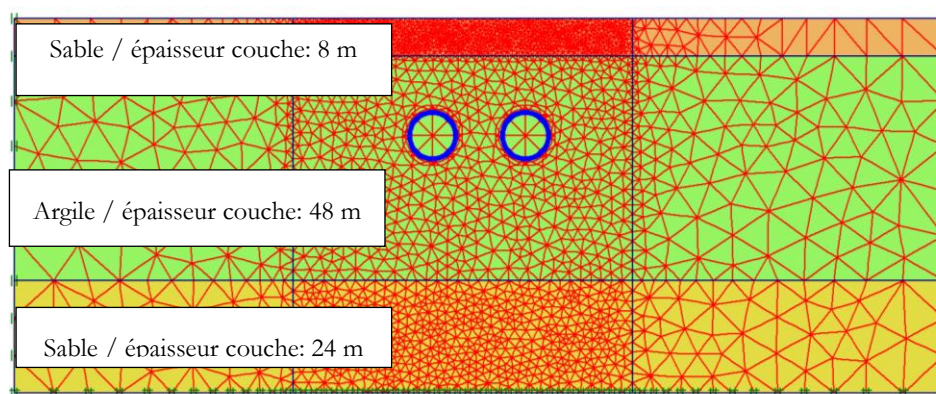


Figure 3.12 Modèle hétérogène (Moller, 2006)

Tableau 3.2 Caractérisation des matériaux composant le massif

Paramètres	Notation	Sable (Couche supérieure)	Argile (couche médiane)	Sable (Couche Inférieure)	Unité
Poids Volumique sec	$\gamma_{\text{unsat}}$	17	16	17	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique humide	$\gamma_{\text{sat}}$	20	18	20	kN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	E	1.3.10 <sup>4</sup>	1.10 <sup>4</sup>	7.5.10 <sup>4</sup>	kPa
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.3	0.35	0.3	/
Cohésion	c	1	5	1	kPa
Angle de Frottement	$\varphi$	31	25	31	°

### 3.6.2.1 Tassements en surface

#### a. Cas de tunnels parallèles

La figure (3.13) regroupe les cuvettes de tassement en fonction de la variation de la distance entre les tunnels, contrairement aux cuvettes obtenues pour un sol homogène où on distinguait un seul profil gaussien pour des espacements de 2D, utiliser la méthode du volume perdu pour sol hétérogène donne des cuvettes à deux profils gaussiens distincts et ce pour tout espacement horizontal  $P_x$ .

Cependant, pour la méthode convergence confinement, les cuvettes présentent des tassements maximaux nettement supérieurs à ceux prédits par la méthode du volume perdu et offre un

seul profil gaussien pour un espacement de 2D et deux profils rapprochés pour les deux autres espacements.

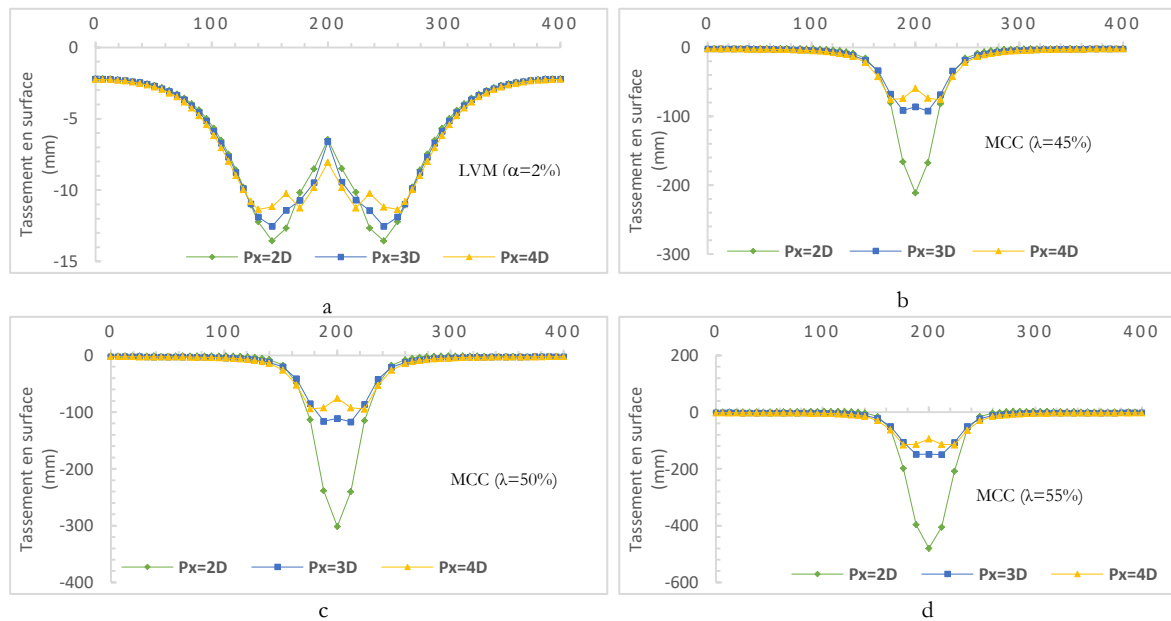


Figure 3.13 Cuvettes de tassements en fonction de la distance séparant les tunnels

**b. Cas de tunnels superposés**

Similairement au cas de deux tunnels parallèles, la méthode convergence confinement dégage des tassements de l'ordre presque de cinq fois plus que ceux issus de la méthode LVM.

Contrairement au cas d'un sol homogène, l'accroissement de la distance verticale séparant les deux tunnels superposés est accompagné d'une diminution des tassements en surface (figure 3.14). Ce phénomène s'explique par la présence de couches de sol plus rigides en profondeur, qui limitent la propagation des déformations vers la surface. De plus, les couches intermédiaires peuvent jouer un rôle d'écran mécanique, atténuant l'interaction entre les deux tunnels et diminuant le chevauchement des zones de tassement. Ainsi, dans les sols stratifiés, l'effet d'interaction décroît avec la profondeur, ce qui se traduit par une réduction des tassements en surface lorsque la distance verticale entre les tunnels augmente.

Ce contraste de comportement met en évidence l'importance de prendre en compte la nature stratigraphique du sol dans la planification de projets multi-tunnels, notamment en milieu urbain.

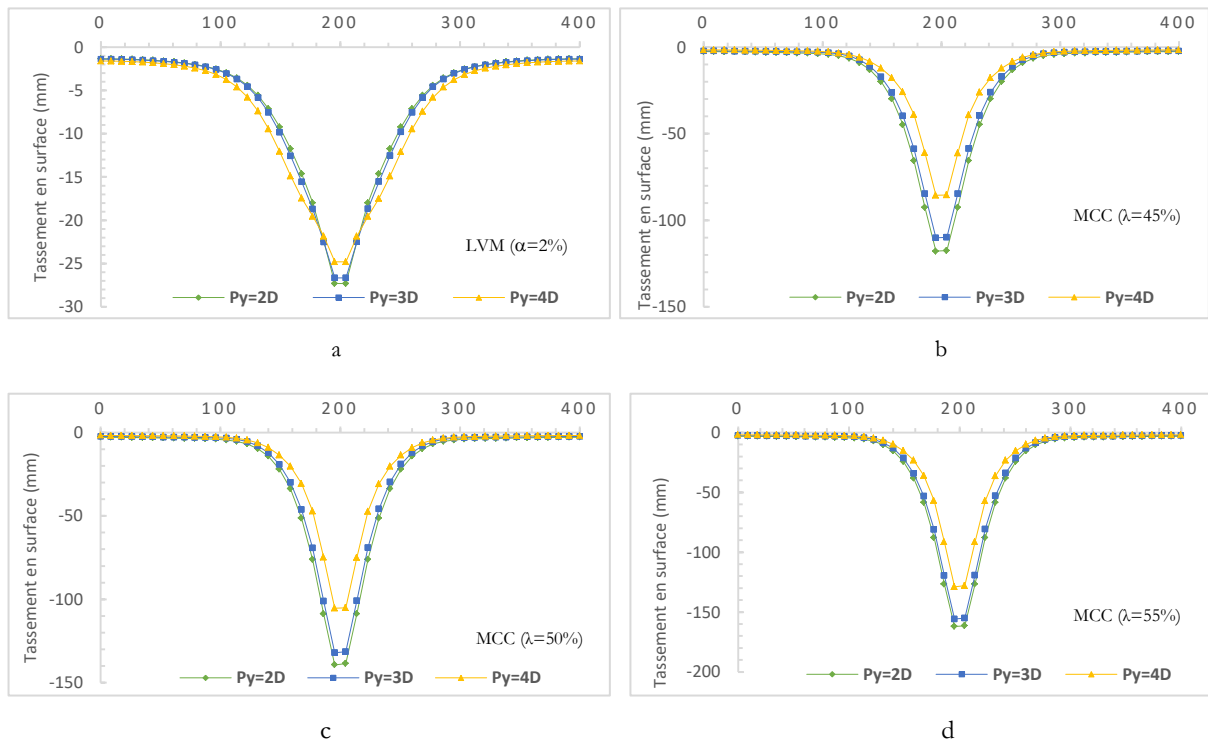


Figure 3.14 Cuvettes de tassements pour les tunnels superposés

### c. Cas de tunnels inclinés

Comme pour les deux autres alignements, les tunnels inclinés réalisés dans un sol hétérogène génèrent des cuvettes de tassement différentes de celles obtenues en sol homogène. La divergence entre les résultats issus de la méthode LVM et ceux obtenus par la méthode MCC est particulièrement marquée : pour un espacement horizontal de 2D, le tassement maximal passe d'environ 28 mm avec la méthode du volume perdu à près de 15 cm avec la méthode convergence-confinement, pour un taux de confinement de seulement 45 %.

Les cuvettes générées par la méthode LVM sont plus larges au droit du tunnel gauche supérieur que celles issues de la méthode MCC, en raison de la forme des profils gaussiens qui présentent des pics de tassement bien localisés au droit de chaque tunnel.

Avec la méthode MCC, lorsque l'espacement horizontal atteint 4D, les effets d'interaction entre les tunnels diminuent suffisamment pour que les cuvettes de tassement apparaissent nettement séparées. Les deux profils gaussiens sont alors bien distincts, ce qui n'est pas observé avec la méthode du volume perdu, où les cuvettes tendent encore à se chevaucher (figure 3.15).

Pour un espacement horizontal de 2D, les résultats indiquent une augmentation significative des tassements en surface, un comportement également observé en sol homogène. Cette

tendance est constatée pour toutes les approches, à l'exception de la méthode LVM, qui génère non seulement des tassements plus faibles pour cet espacement réduit, mais également un profil de tassement sensiblement différent de celui observé en sol homogène.

En revanche, la méthode MCC, notamment lorsqu'elle est appliquée avec différents taux de confinement, reproduit des cuvettes de tassement plus marquées, traduisant une interaction plus forte entre les tunnels. Ces observations soulignent le rôle déterminant du comportement non linéaire des sols hétérogènes dans la propagation et le chevauchement des zones de déformation, ainsi que la forte sensibilité des résultats au choix de la méthode d'approche.

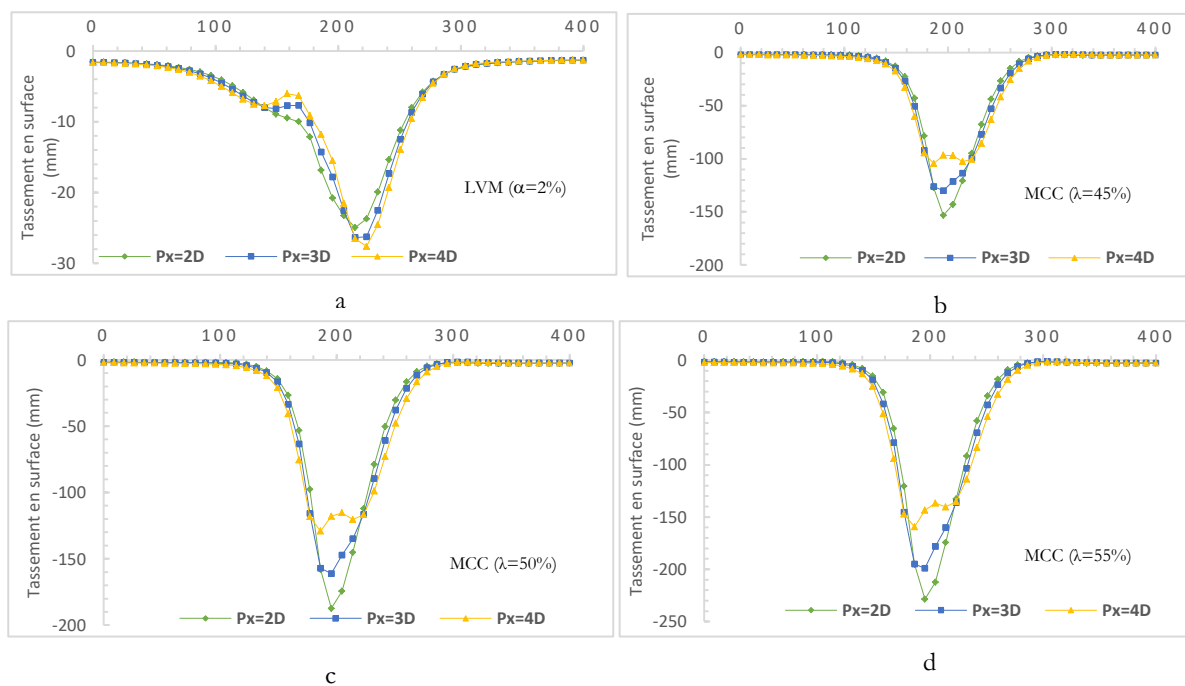


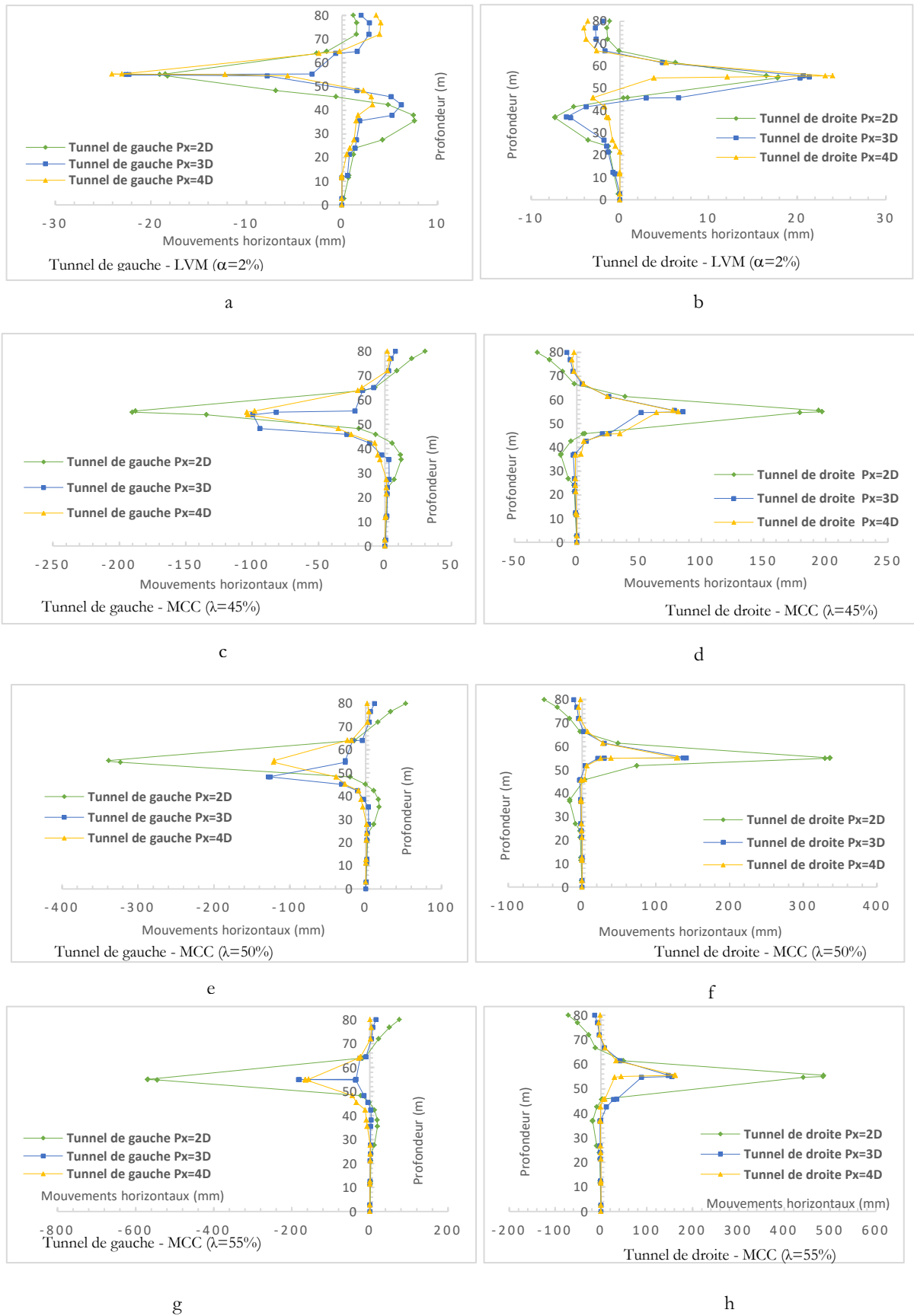
Figure 3.15 Cuvettes de tassements pour les tunnels inclinés

### 3.6.2.2 Déplacements horizontaux

#### a. Cas de tunnels parallèles

La figure (3.16) regroupe les déplacements horizontaux obtenus par les deux méthodes d'approche pour les deux tunnels, ils présentent une forme symétrique par rapport à l'axe médian séparant les tunnels.

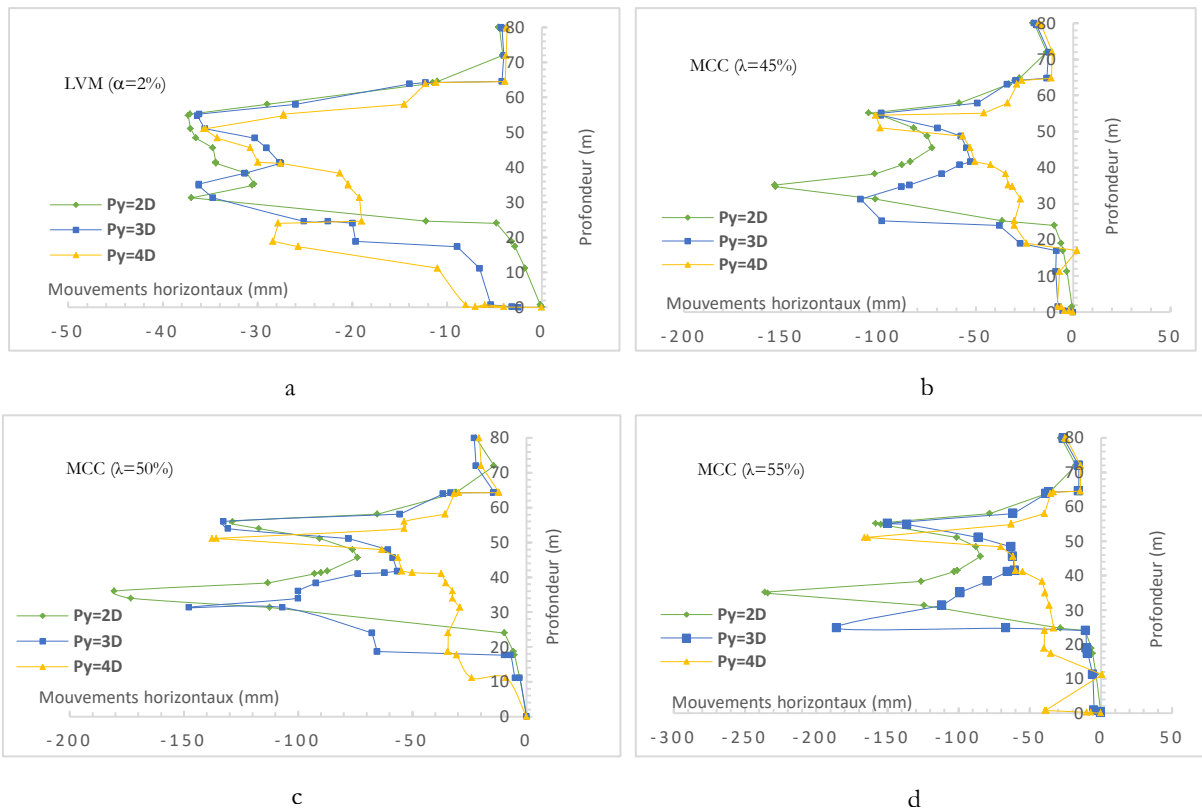
Ces mouvements ne sont pas affectés par la variation de l'espacement  $P_x$  et déploie des déplacements horizontaux ( $U_{x_{max}}$ ) quasi égales pour les trois espacements après utilisation de la méthode LVM. Pour ce qui est la méthode MCC, les déplacements horizontaux diminuent avec l'augmentation de la distance séparant les tunnels.



**Figure 3.16** Mouvements horizontaux (Deux tunnels parallèles)

**b. Cas de tunnels superposés**

Les mouvements horizontaux d'après la figure (3.17) présentent des valeurs maximales au niveau des tunnels étant égale avec une légère diminution au niveau des parties du sol se situant entre eux pour la méthode LVM où on passe de 36 mm au niveau du tunnel à 27 mm dans les parties du sol se situant entre les tunnels, pour la méthode MCC, les pics de ces mouvements se situent au niveau des tunnels avec des valeurs supérieures au niveau du tunnel inférieur avec une forte diminution de ces mouvements et nous passons de 153 mm à 72.34 mm pour le cas présentant d'importants mouvements. L'augmentation du taux de perte de confinement provoque croissance significative des mouvements horizontaux, ces derniers passent de 153 mm pour un taux de perte de 45% à 233.96 mm pour un taux de 55%.



**Figure 3.17** Mouvements horizontaux (Deux tunnels superposés)

**c. Cas de tunnels inclinés**

La méthode LVM provoque des mouvements maximum au niveau du tunnel gauche supérieur et sont de l'ordre de 32.20mm et 22.50mm pour le tunnel de droite. Cependant, les mouvements sont importants au niveau du tunnel inférieur droit lorsque la méthode MCC fut utilisée où on passe de 130.18 mm pour le tunnel gauche à 169.84 mm au niveau du tunnel de droite pour un taux de perte de confinement de 50% (figure 3.18).

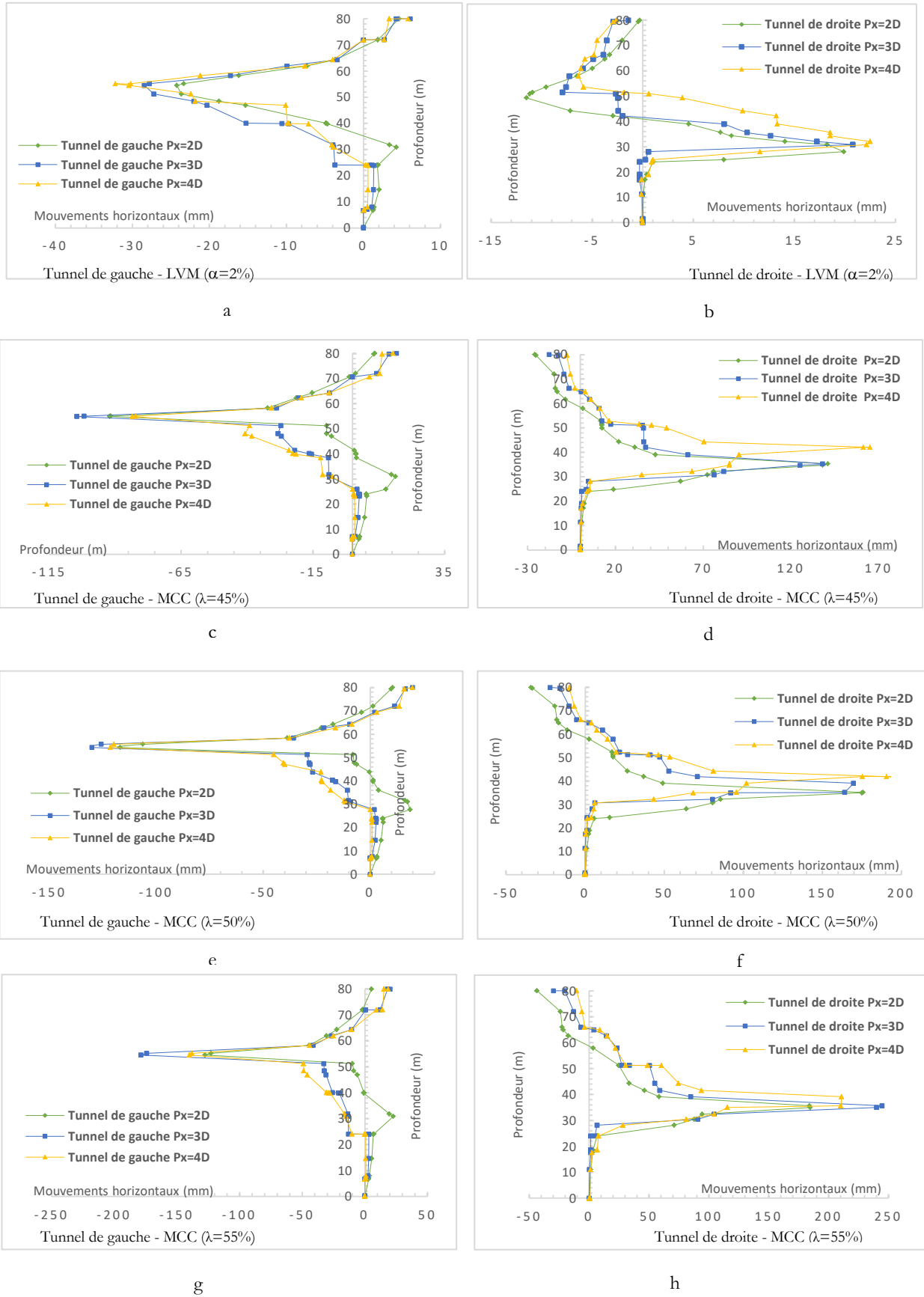


Figure 3.18 Mouvements horizontaux (Deux tunnels inclinés)

### **3.6.3 Comparaison entre les deux cas d'analyses (homogène& hétérogène)**

L'analyse comparative entre les sols homogènes et hétérogènes a permis de mettre en évidence l'influence significative de la nature du terrain sur les mécanismes de déformation induits par le creusement de tunnels. D'après les résultats obtenus, il apparaît que les sols homogènes présentent des déformations globalement plus importantes que celles observées dans les sols hétérogènes lorsqu'on applique la méthode du volume perdu (LVM). Cette observation s'explique par la réponse plus uniforme du sol homogène, qui ne présente pas de couches résistantes susceptibles de freiner la propagation des déformations.

En revanche, lorsque la méthode convergence-confinement (CCM) est utilisée, la tendance s'inverse. Les résultats montrent que les tassements verticaux sont plus marqués dans les sols hétérogènes, notamment en raison de la présence d'interfaces de contraste de rigidité entre les différentes couches. Ces interfaces favorisent des concentrations de contraintes, ce qui intensifie les déplacements, en particulier au voisinage des tunnels. Ainsi, pour un même alignement de tunnels (horizontal, vertical ou incliné), le comportement du sol varie fortement selon la nature du sol et la méthode de modélisation adoptée.

Cette divergence de comportement souligne l'importance de bien caractériser le sol avant la phase de conception, mais aussi de choisir une méthode de calcul adaptée à la nature géologique du site. Elle montre également que les effets d'interaction entre tunnels sont modulés non seulement par leur configuration géométrique et le phasage de creusement, mais aussi par la stratification du sol environnant.

### **3.7 Analyse numérique 2D du comportement des sols lors du creusement de tunnels jumelés- Cas de zone urbaine**

À la suite de l'analyse des déformations induites par le creusement de deux tunnels en terrain vierge, notre étude se poursuit en milieu urbain, où la présence d'infrastructures existantes introduit un niveau de complexité supplémentaire. Cette configuration requiert une attention particulière en raison des interactions potentielles entre les tunnels et les structures en surface, justifiant ainsi une analyse plus approfondie.

Les trois configurations géométriques déjà examinées (alignement horizontal, vertical et incliné) ont été conservées pour assurer la cohérence comparative. La structure de référence est un bâtiment de quatre étages, avec une hauteur de 3 mètres par niveau, complété par un sous-sol. Le modulé d'élasticité est de 30GPa et le coefficient de poisson a été pris égal à 0,2.

### 3.7.1 Cas de sol homogène

Le massif encaissant conservé pour cette phase de l'étude est identique à celui utilisé lors des modélisations précédentes. Ses caractéristiques géotechniques sont présentées dans le tableau (3.1).

#### 3.7.1.1 Tassements en surface

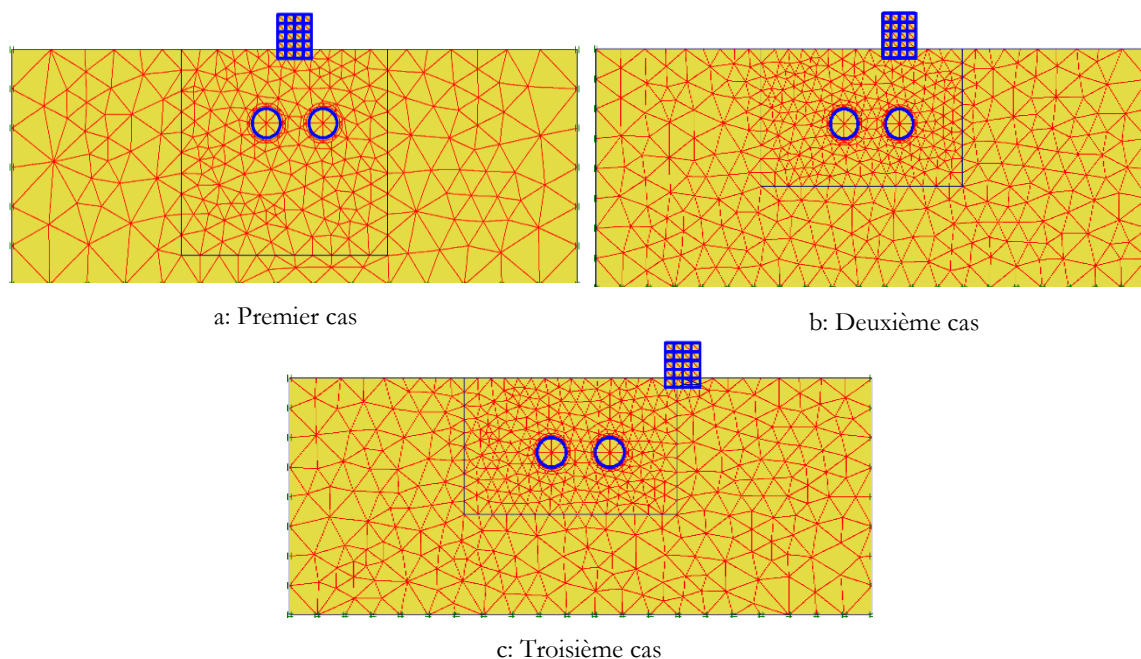
##### a. Cas de tunnels parallèles

Le positionnement relatif de la structure par rapport aux deux tunnels a été décliné en trois configurations, dans le but de mieux comprendre et analyser le phénomène d'interaction Tunnel–Tunnel–Structure. Pour le cas des tunnels parallèles, les alignements considérés sont les suivants : (figure 3.19).

**Premier cas :** la structure est positionnée au-dessus du centre de la distance entre axes des deux tunnels.

**Deuxième cas :** la structure est positionnée au-dessus d'un des deux tunnels.

**Troisième cas :** la structure est excentrée d'une distance de  $2D$  par rapport à un des deux tunnels.



**Figure 3.19** Positionnement de la structure- Tunnels parallèles

La modélisation en milieu urbain a révélé des tassements nettement plus importants que ceux observés dans un terrain vierge. Cette amplification des déformations s'explique par la

présence d'infrastructures en surface, qui modifient les conditions de transfert des efforts dans le sol et accentuent localement les déplacements.

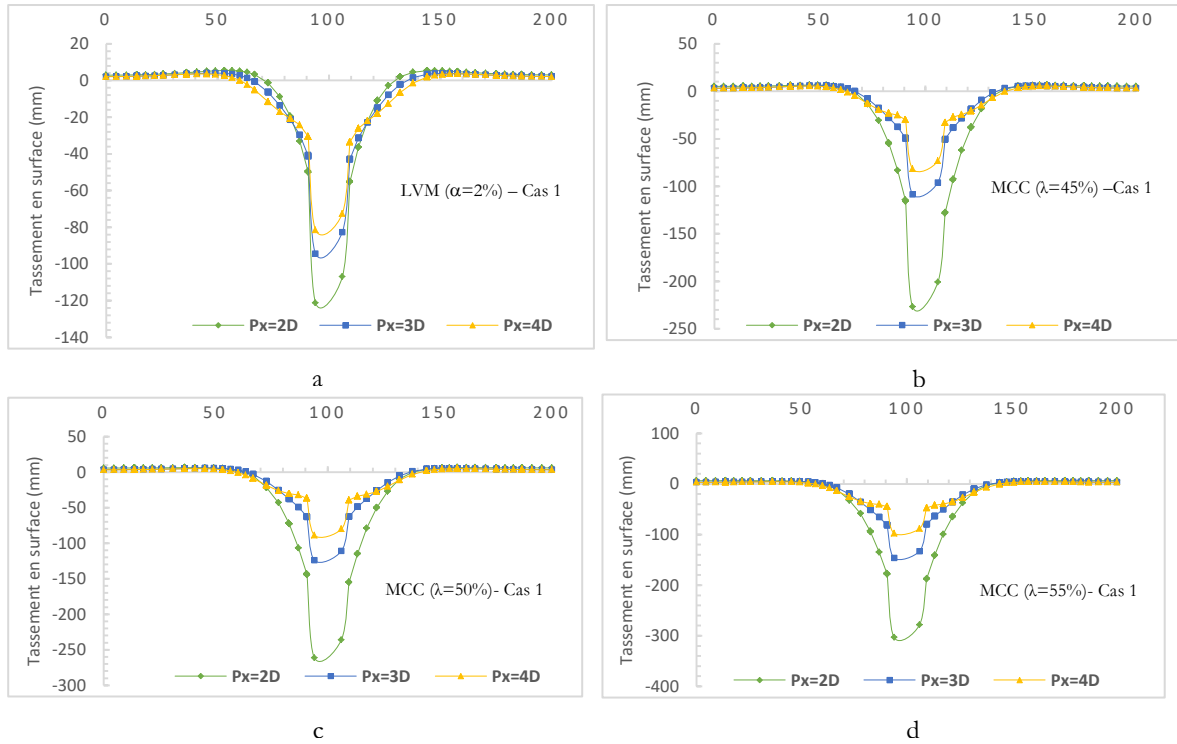
La comparaison entre les analyses (homogène sans structure et avec structure) a mis en évidence le rôle significatif joué par la structure en surface sur la répartition des tassements. Sans structure, le comportement du sol reste symétrique et contrôlé, tandis que la présence d'une charge en surface (bâtiment) modifie l'équilibre initial, favorisant un affaissement plus marqué du côté chargé. Cette analyse souligne l'importance de prendre en compte les charges superficielles dans les modèles prédictifs pour une évaluation plus réaliste du comportement du sol sous creusement en milieu urbain.

Les résultats montrent que la méthode MCC (Méthode Convergence-Confinement) génère des tassements plus importants et des cuvettes plus larges que la méthode du Volume Perdu (LVM), traduisant une meilleure prise en compte des interactions sol-structure (cas des différentes modélisations).

La figure (3.20) illustre l'influence de l'espacement entre deux tunnels parallèles sur la distribution des tassements en surface, en présence d'un bâtiment situé entre ces derniers (cas 1). Il apparaît clairement que l'espacement joue un rôle majeur dans la concentration des tassements : plus la distance entre les tunnels diminue, plus la cuvette de tassement devient prononcée.

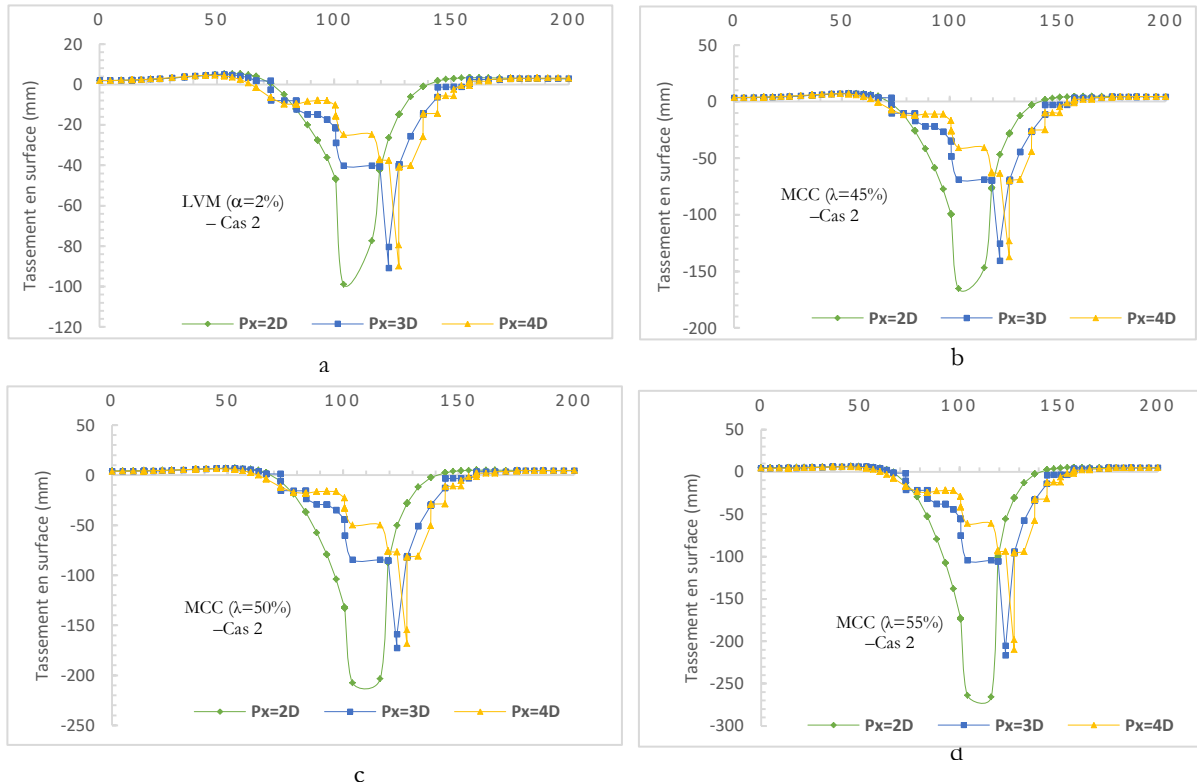
Le positionnement du bâtiment entre les deux tunnels conduit à la formation d'une cuvette de tassement unique en surface, qui atténue, voire annule, les deux pics gaussiens caractéristiques observés dans un sol vierge pour un espacement supérieur à 2 diamètres. Cependant, cette cuvette perd sa symétrie et devient plus étroite, en raison de la rigidité introduite par la structure, qui modifie la répartition des déplacements dans le sol. Cette influence de la rigidité structurelle sur la distribution des efforts dans le sol explique la forme modifiée de la cuvette.

Enfin, au-delà d'un espacement de 3 diamètres, l'augmentation de la distance entre les tunnels n'entraîne plus de réduction significative des tassements selon la méthode MCC, suggérant une stabilisation du comportement du sol au-delà de ce seuil.



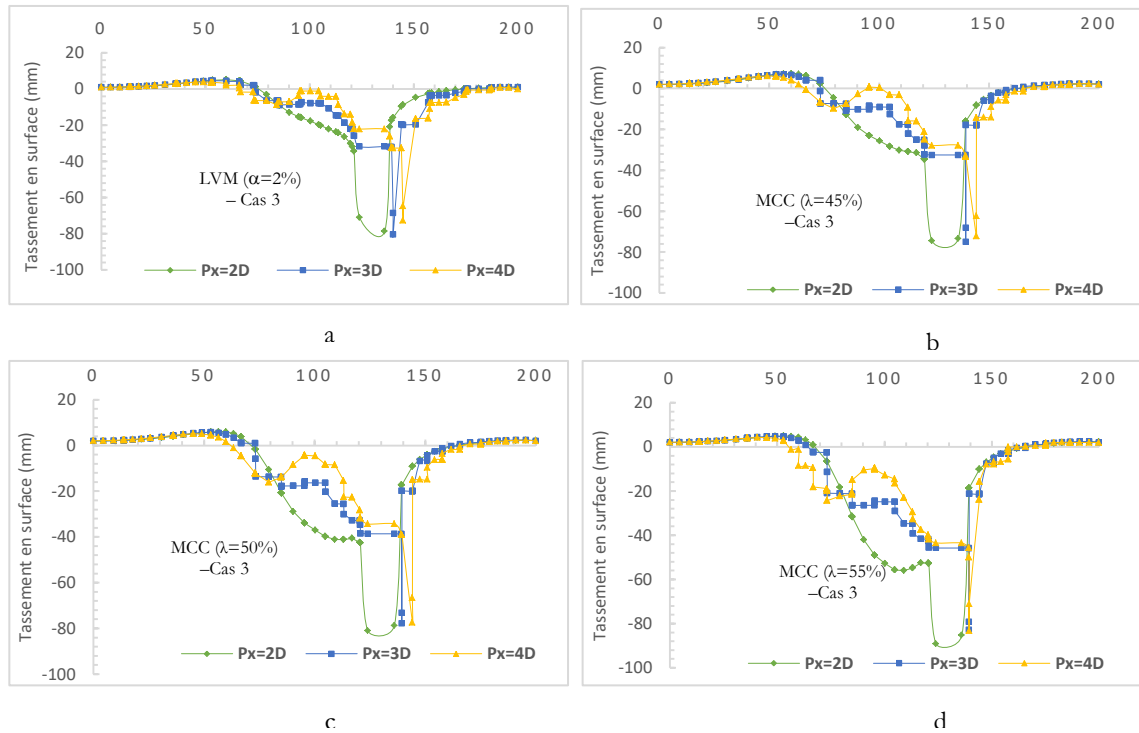
**Figure 3.20** Tassements en surface en fonction des espacements  
(Structure entre les tunnels : 1<sup>er</sup> cas)

Pour le second **cas d'étude** où la structure est positionné au-dessus du tunnel droit, l'espacement  $P_x=2D$  cause toujours d'importants tassement par rapport aux deux autres espacements, néanmoins la forme de la cuvette est symétrique contrairement à un espacement supérieur à 2D, où les cuvettes modifient leur allures (figure 3.21).



**Figure 3.21** Tassements en surface en fonction des espacements  
(Structure positionnée sur le tunnel droit : cas 2)

Quant au **troisième cas** (figure 3.22), où la structure est excentrée par rapport aux tunnels, cet alignement permet d'obtenir des tassements inférieurs à ceux des deux premiers cas que ce soit avec la méthode LVM, nous observons aussi une similitude des cuvettes de tassements ainsi que les tassements maximaux pour les trois taux de perte de confinement et que l'augmentation de ce dernier n'influe pas sur nos résultats.

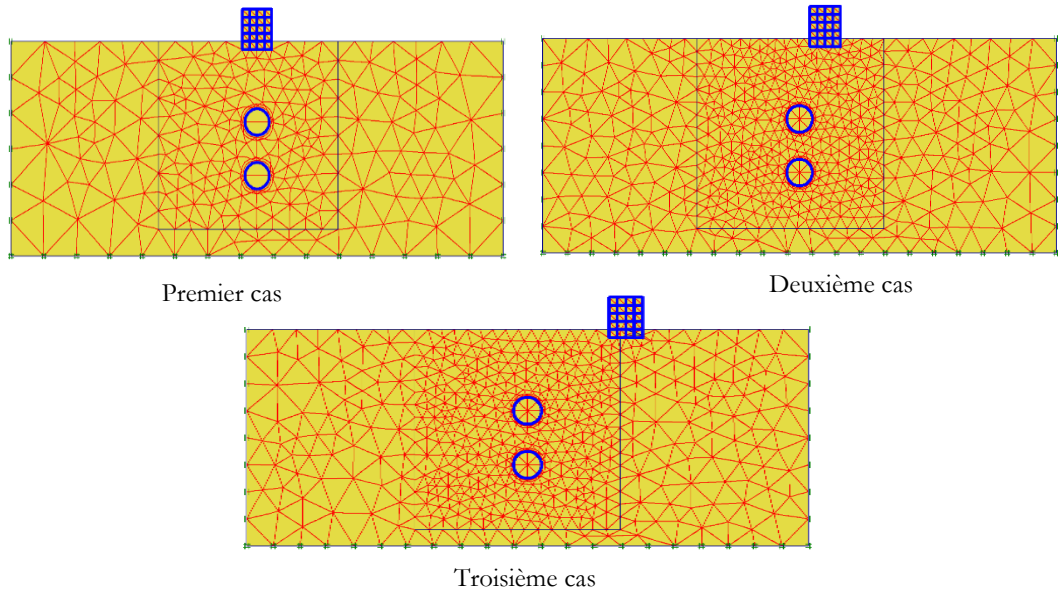


**Figure 3.22** Tassements en surface en fonction des espacements  
(Structure excentrée par rapport aux tunnels)

**b. Cas de tunnels superposés**

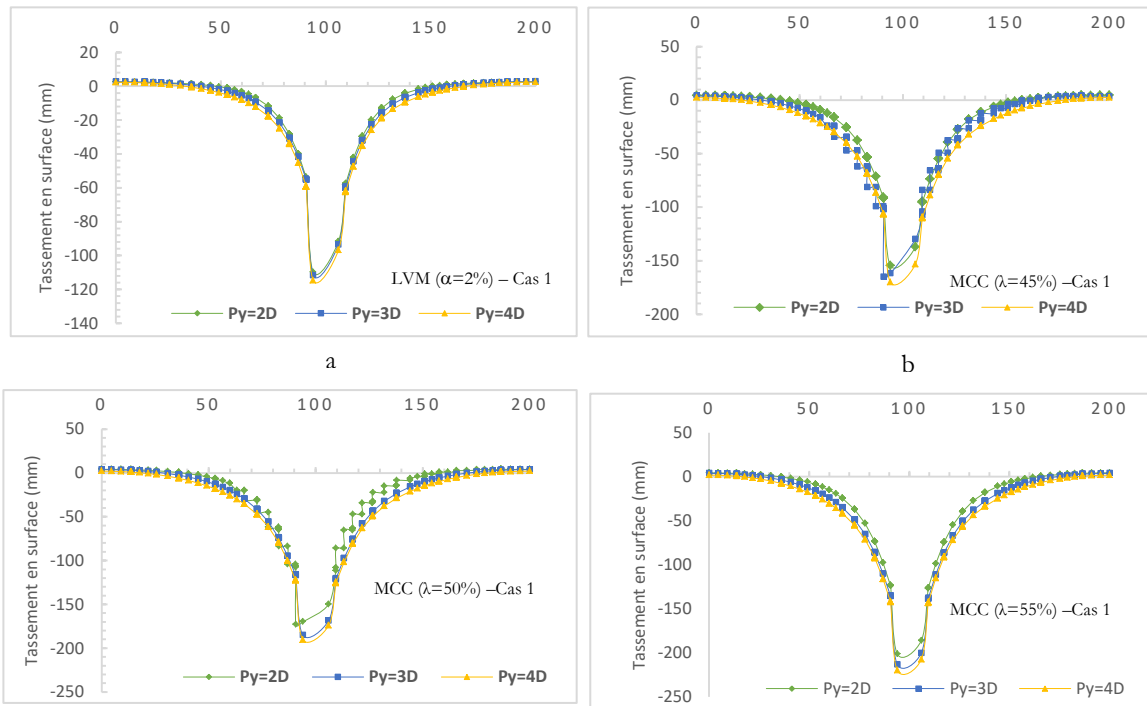
Concernant l'autre possibilité d'alignement où les tunnels seront superposés, le positionnement de la structure en surface, par rapport aux deux tunnels, a été varié de la même manière qu'en vue d'étudier le comportement du massif encaissant vis-à-vis du creusement de deux tunnels, nous avons opté pour ces trois possibilités (figure 3.23):

- **Premier cas** : l'axe de la structure est confondu avec celui des deux tunnels.
- **Deuxième cas** : l'axe de la structure est espacé d'une valeur égale au diamètre des deux tunnels.
- **Troisième cas** : l'axe de la structure est espacé de trois fois et demie la valeur du diamètre des deux tunnels.



**Figure 3.23** Positionnement de la structure par rapport aux tunnels

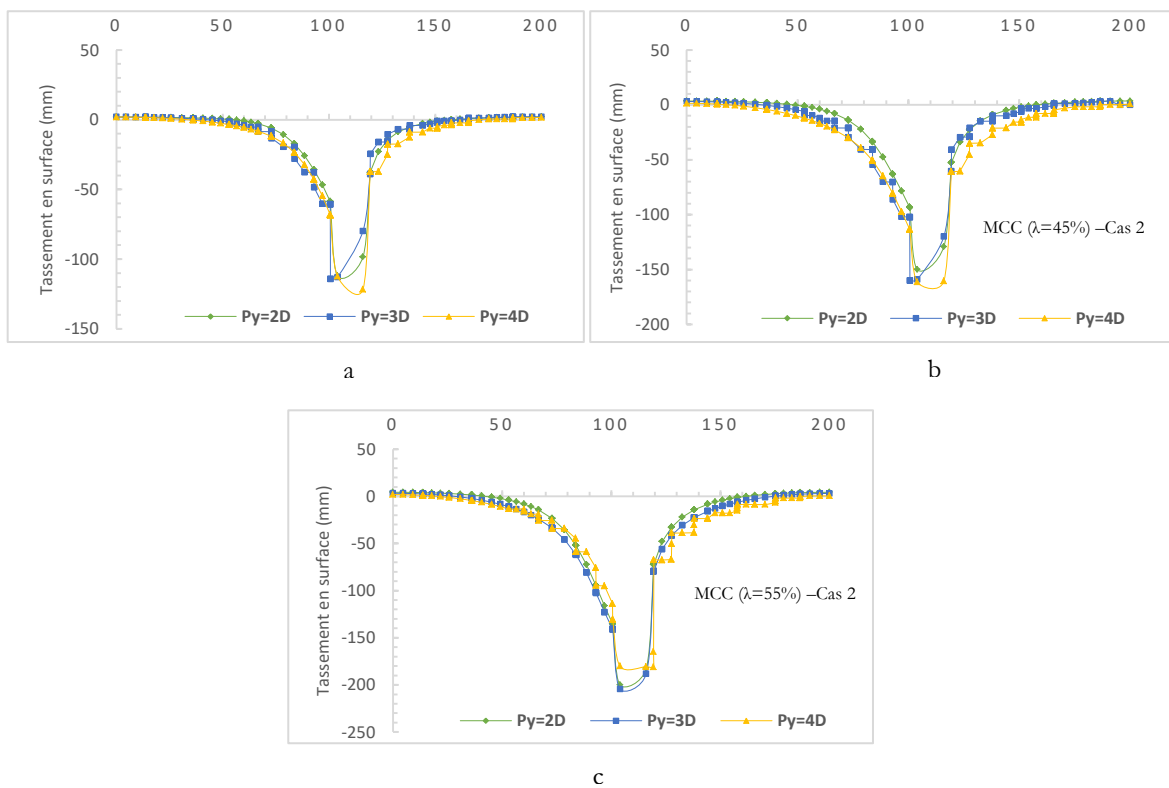
Positionner la structure au-dessus des deux tunnels a donné un seul profil gaussien, ce qui paraît logique suite à la superposition des tassements causés par la structure et les tunnels. L'augmentation de l'espacement  $P_y$  entre les tunnels est suivie d'une accentuation des tassements en surface pour les deux méthodes d'approche. Nous notons aussi que la méthode MCC produit toujours des tassements supérieurs aux tassements issus de la méthode LVM (figure 3.24).



**Figure 3.24** Cuvettes de tassement en surface (Structure positionnée sur les deux tunnels)

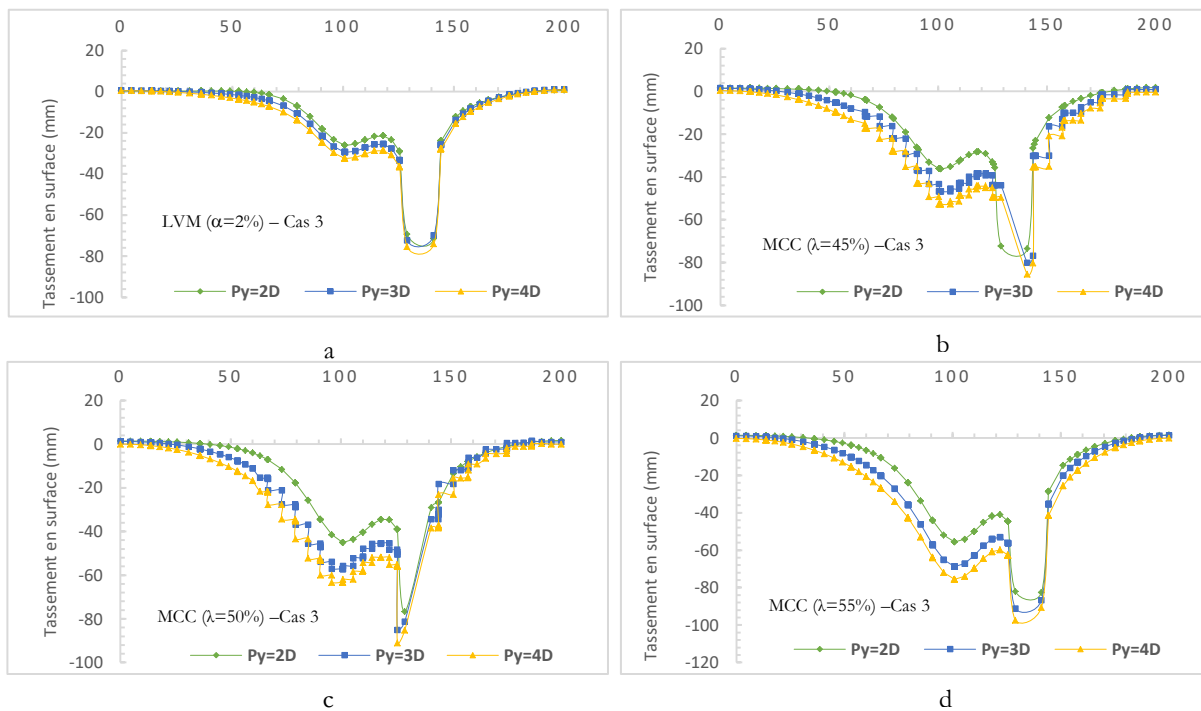
Quand la structure est excentrée de 10 m par rapport aux tunnels, la méthode LVM et la méthode MCC aboutissent à une cuvette de tassement présentant un seul profil gaussien, sauf pour celle obtenue par un taux de confinement de 50% qui engendre deux profils comme illustré sur la figure (3.25). Nous soulignons d'ailleurs une augmentation des tassements par rapport au premier cas (structure positionnée au-dessus des tunnels) où nous passons de 114mm à 121 mm pour la méthode LVM.

A l'opposé, nous constatons une réduction des tassements pour la méthode MCC où les tassements prédits passent de 170mm, 190.70mm et 220mm à 160.51mm, 94.20mm et 204 mm pour les taux de perte de confinement (45%, 50% et 55%) respectivement.



**Figure 3.25** Cuvettes de tassement en surface  
(Structure décalée de 10 m les deux tunnels)

Lorsque la structure est décalée de 35 m par rapport aux deux tunnels, nous rapportons l'apparition de deux profils de Gauss pour les deux méthodes d'approches. Les tassements en surface sont inférieurs aux deux cas d'alignement précédemment traité et avoisinent les 70 mm pour la méthode LVM, entre 72 et 85 mm, 78 et 91 mm et entre 91 et 97 mm pour les taux de perte de confinement (45, 50 et 55 % respectivement) (figure 3.26).



**Figure 3.26** Cuvettes de tassement en surface (Structure décalée de 35 m les deux tunnels)

A titre de conclusion partielle dans ce chapitre, le cas d'étude précédent (milieu urbain) a touché l'aspect géométrique de la problématique traitée dans notre thèse. Le facteur distance est un élément clé dans la modélisation de tels projets, cette importance et cette sensibilité provient de l'influence prépondérante de ce facteur sur la réponse du massif à un creusement de deux tunnels simultanément. La modélisation numérique ainsi que les résultats obtenus permettent de conclure que la faisabilité de ce type de projets dépend principalement des déplacements induits en surface et de la forme des cuvettes de tassement. L'introduction d'un bâtiment en surface modifie significativement la distribution des tassements, en particulier au niveau de son axe. La présence de cette structure rigide limite les déformations latérales du sol, ce qui entraîne une concentration des tassements sous l'ouvrage, avec des amplitudes plus élevées comparativement à un terrain vierge. Ces observations soulignent l'importance d'intégrer l'environnement bâti dès les phases de conception et de modélisation des ouvrages souterrains.

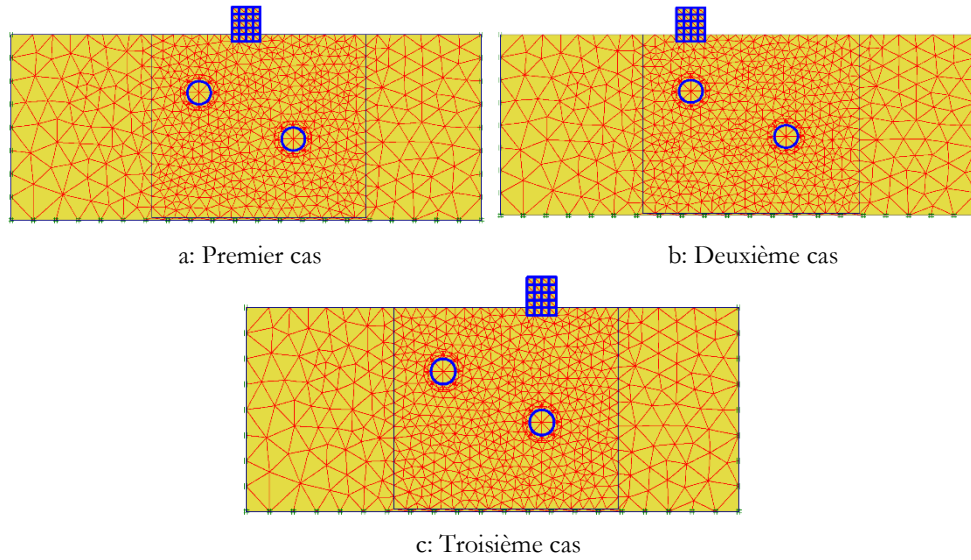
### *c. Cas de tunnels inclinés*

Pour la troisième variante d'alignement, les tunnels inclinés, le positionnement de la structure en surface par rapport aux deux tunnels aura trois possibilités :

**Premier cas** : l'axe de la structure est au-dessus de la mi-distance séparant les tunnels.

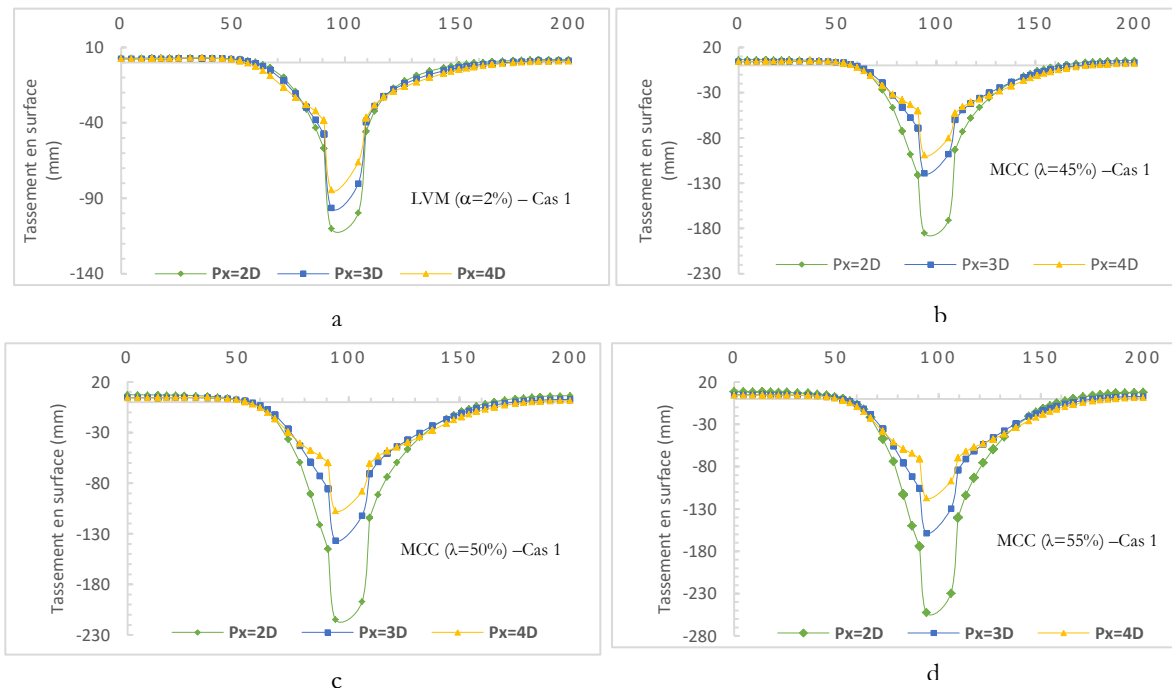
**Deuxième cas** : la structure est positionnée sur le tunnel gauche supérieur.

**Troisième cas** : la structure est positionnée sur le tunnel droit inférieur.



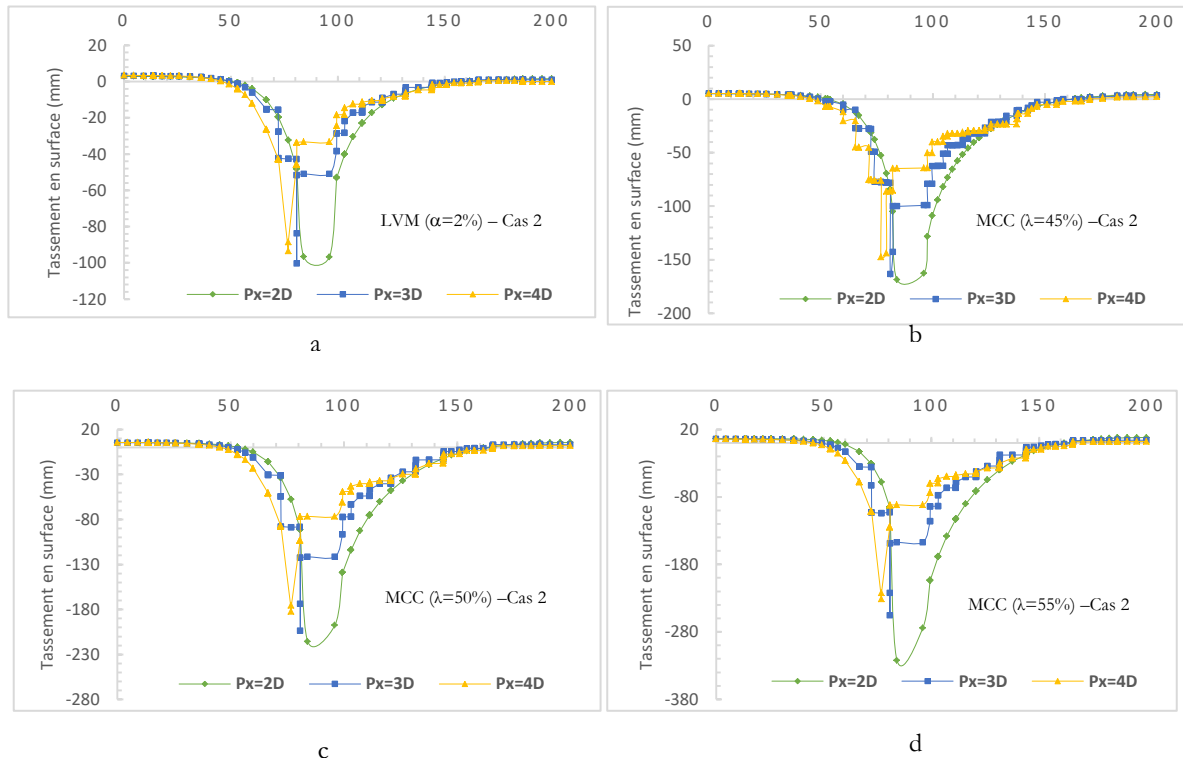
**Figure 3.27** Positionnement de la structure- Tunnels inclinés

Quand la structure est entre les tunnels (cas 1), nous observons un seul profil de gauss remplaçant les deux profils mentionnés lors de l'analyse en terrain vierge pareillement pour les tunnels parallèles. La méthode MCC donne des cuvettes de tassement identiques pour les trois taux de perte de confinement investigués et comme mentionné dans les paragraphes précédents, la méthode MCC produit des tassements supérieurs à la méthode LVM. Le facteur espacement entre les tunnels influe de manière considérable lors de l'utilisation de la méthode MCC (figure 3.28).



**Figure 3.28** Cuvettes de tassement en surface (Structure positionnée entre les deux tunnels)

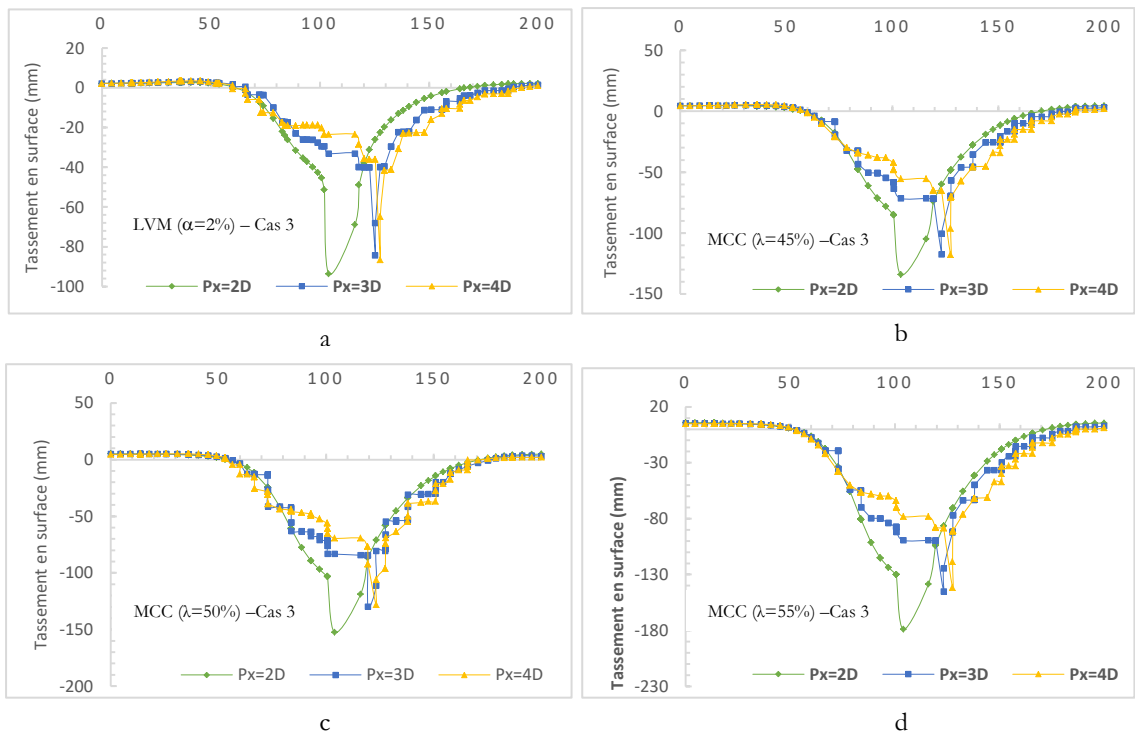
Lorsque la structure est positionnée sur le tunnel gauche supérieur, nous observons une diminution du tassement en surface pour les deux méthodes en passant de 110 mm à 96.78 mm pour un espacement  $P_x$  de 2D en utilisant la méthode LVM. Une augmentation de tassement est observée pour la méthode MCC avec des taux de 50 et 55% où nous passons de 214 mm à 215 mm et de 252 mm à 322 mm (figure 3.29).



**Figure 3.29** Cuvettes de tassement en surface (Structure positionnée sur le tunnel supérieur)

Les résultats regroupés dans la figure (3.30) stipulent que si la structure est positionnée sur le tunnel inférieur, nous observons un profil gaussien reflétant l'effet de la structure et les tassements qu'elle provoque et qui selon nos résultats sont plus influents que ceux induits par le creusement des tunnels seul et que ces derniers sont localisés au droit du tunnel droit étant positionné au-dessous de la structure.

Nous soulignons une réduction des tassements par rapport aux deux premiers cas d'étude avec un tassement maximal de 93.68 mm pour la méthode LVM au lieu de 96.78 mm pour le cas 2, un tassement maximal de 134.29mm, 152.55mm et 179 mm au lieu de 142 mm, 215 mm et 322.96 mm pour les trois taux de perte de confinement respectivement.



**Figure 3.30** Cuvettes de tassement en surface (Structure positionnée sur le tunnel inférieur)

A titre de conclusion partielle dans ce chapitre, le cas d'étude précédent (milieu urbain) a touché l'aspect géométrique de la problématique traitée dans notre thèse. Le facteur distance est un élément clé dans la modélisation de tels projets, cette importance et cette sensibilité provient de l'influence prépondérante de ce facteur sur la réponse du massif à un creusement de deux tunnels simultanément. La modélisation numérique ainsi que les résultats obtenus permettent de conclure que la faisabilité de ce type de projets dépend principalement des déplacements induits en surface et de la forme des cuvettes de tassement. L'introduction d'un bâtiment en surface modifie significativement la distribution des tassements, en particulier au niveau de son axe. La présence de cette structure rigide limite les déformations latérales du sol, ce qui entraîne une concentration des tassements sous l'ouvrage, avec des amplitudes plus élevées comparativement à un terrain vierge. Ces observations soulignent l'importance d'intégrer l'environnement bâti dès les phases de conception et de modélisation des ouvrages souterrains.

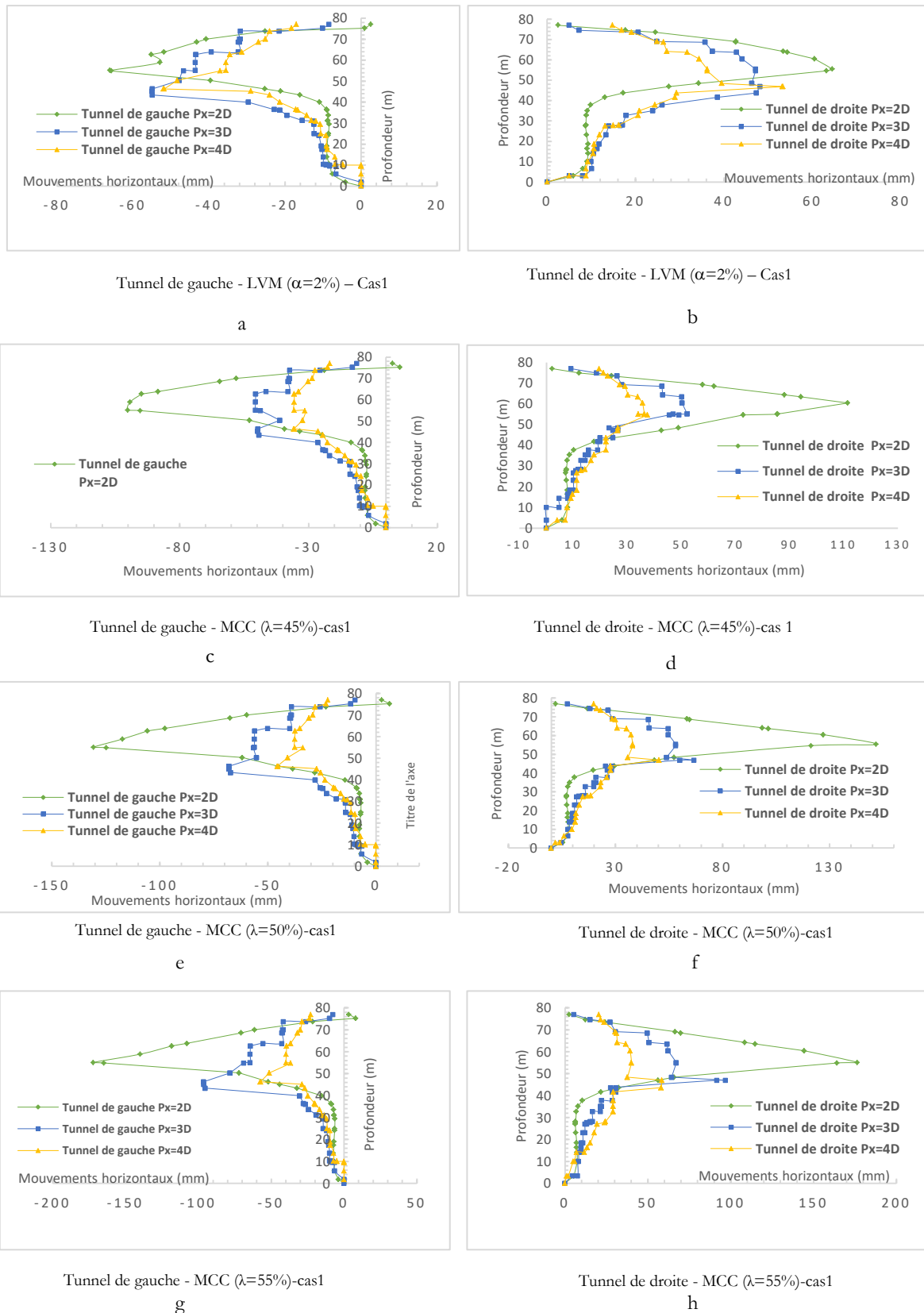
### 3.7.1.2 Mouvement horizontal

#### a. Cas de tunnels parallèles

La figure (3.31) regroupe les mouvements horizontaux obtenus lorsque la structure est positionnée entre les tunnels, ces mouvements sont maximaux quand les tunnels sont rapprochés.

Cette supériorité est observée pour les deux méthodes d'approche et est accompagnée d'une diminution des valeurs des déplacements maximaux avec l'accroissement de la distance séparant les tunnels.

Les mouvements horizontaux, et pour les méthodes d'approches ont une forme identique et symétrique par rapport à l'axe séparant les tunnels et présentent une valeur maximale au droit des deux tunnels. L'orientation des mouvements est identique à celle observée en terrain vierge, le tunnel de droite présente des mouvements opposés à ceux prédits au niveau du tunnel gauche. Les mouvements par ailleurs présentent des valeurs croissantes avec l'augmentation du taux de perte de confinement.



**Figure 3.31** Mouvements horizontaux (Structure positionnée entre les tunnels)

Si la structure est positionnée sur le tunnel de droite, un changement de l'orientation des mouvements au niveau de ce tunnel est détecté. En effet, dans l'analyse en terrain vierge et dans le premier cas d'alignement de la structure par rapport aux tunnels (positionnement de la structure entre les tunnels), les mouvements horizontaux furent orientés vers la droite, tandis que pour cet alignement, on constate que les mouvement au niveau du tunnel droit étant positionné au-dessous de la structure fait que les mouvements horizontaux soient orientés vers la gauche ou plutôt vers le tunnel gauche.

Parallèlement, on remarque des que les grandeurs des mouvements horizontaux au niveau du tunnels gauche ne changent pas du premier cas d'étude pour la méthode LVM et une légère réduction de ces derniers lors de l'utilisation de la méthode MCC comme illustré sue la figure (3.32).

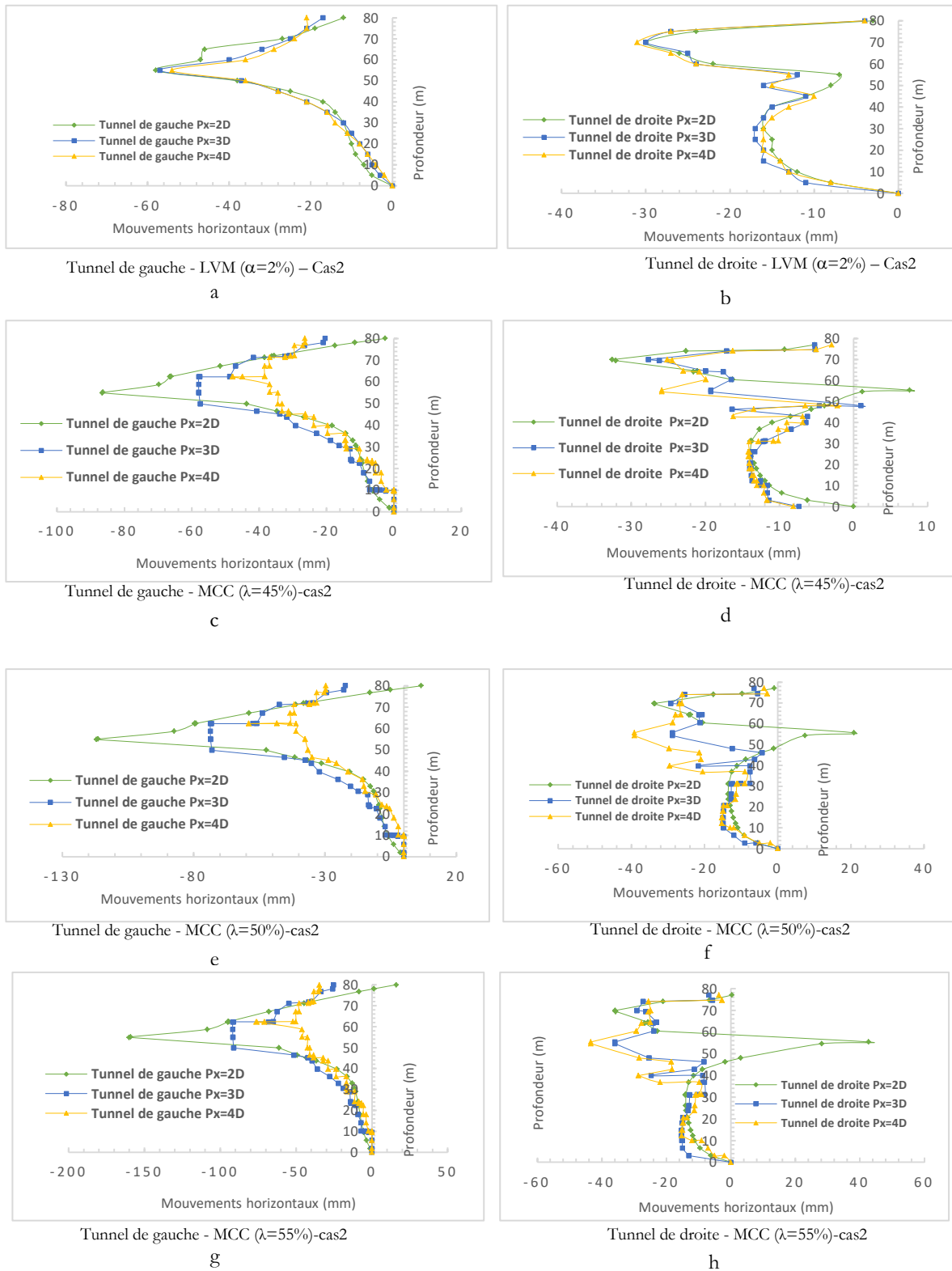
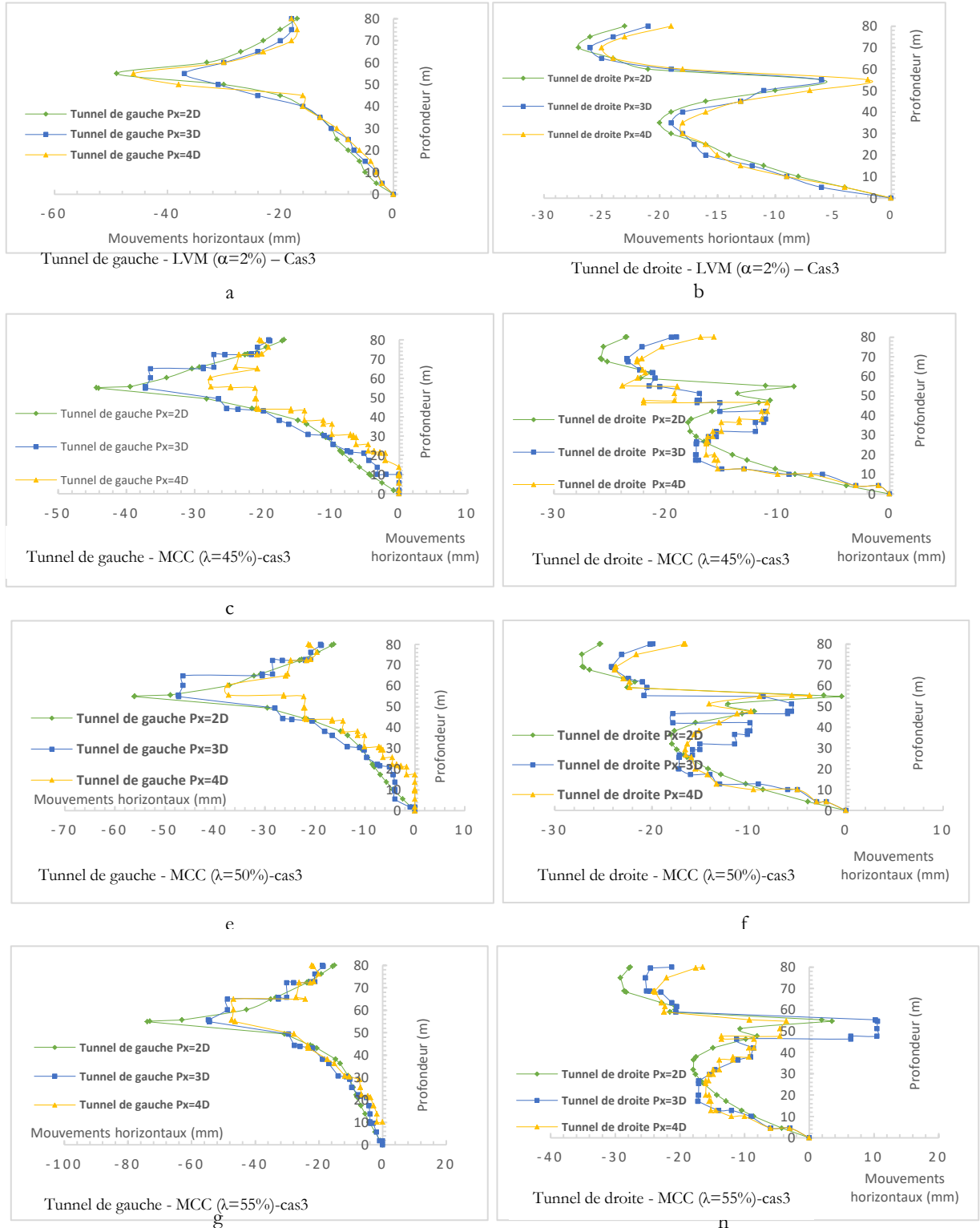


Figure 3.32 Mouvements horizontaux (Structure positionnée sur le tunnel de droite)

Quand la structure est espacée de 20m par rapport au tunnel droit, les mouvements horizontaux demeurent orientés vers la gauche pour les deux tunnels. Les déplacements sont supérieurs au niveau du tunnel de gauche, nous accordons ceci à l'accumulation des

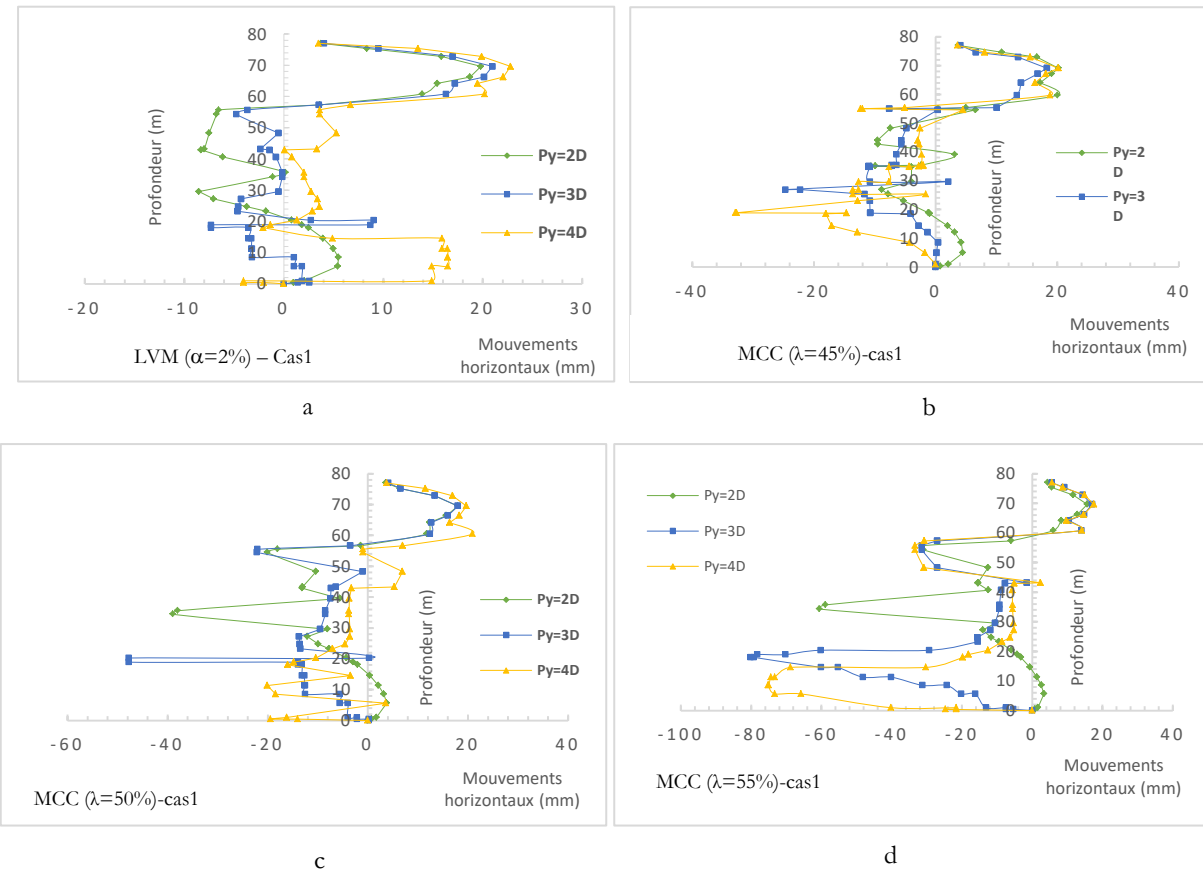
déplacements provenant de la structure atteignant le tunnel gauche. Le tunnel de droite étant le plus proche de la structure en surface, présente des valeurs quasi nulles au niveau de son axe mais en parallèles, les mouvements seront maximaux au niveau de la clé supérieure et du radier et ce pour les deux méthodes d'approche (figure 3.33).



**Figure 3.33** Mouvements horizontaux pour deux tunnels parallèles (Structure excentrée par rapport aux tunnels)

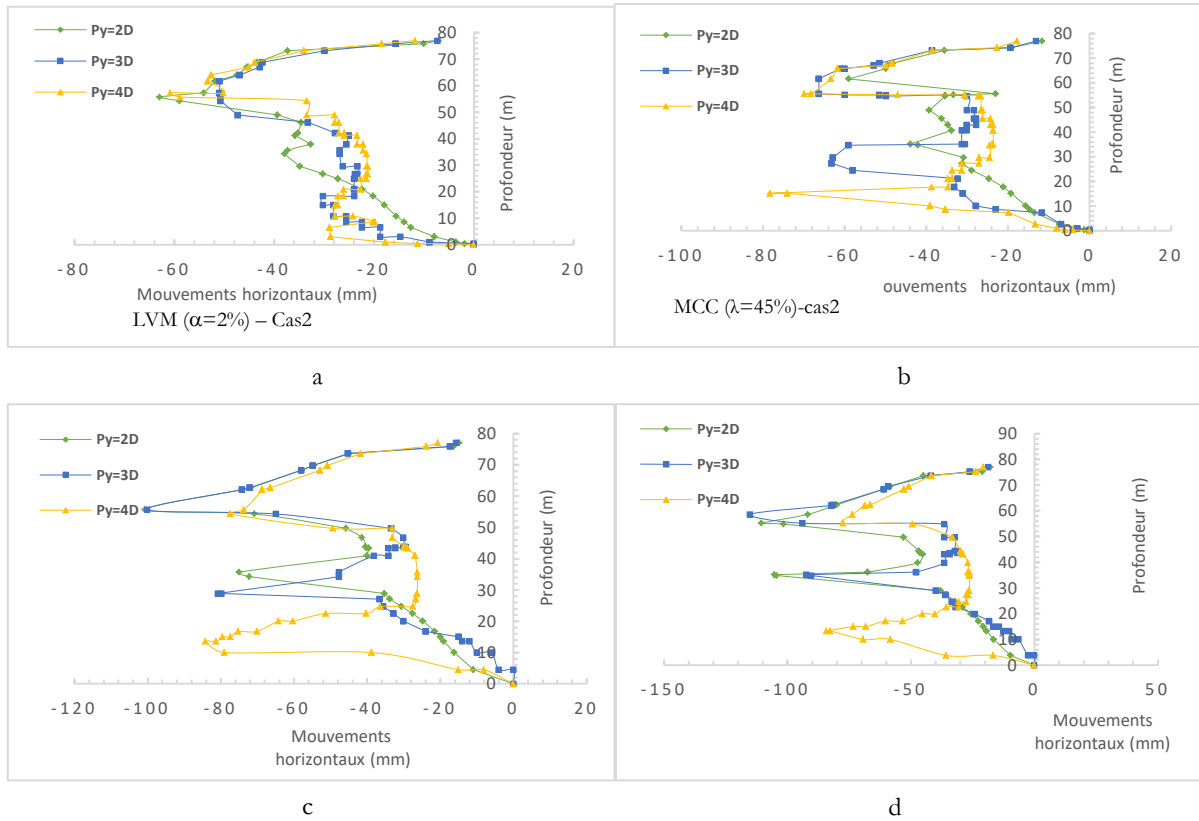
**b. Cas de tunnels superposés**

Positionner la structure au-dessus des tunnels superposés provoque des mouvements horizontaux présentant des allures différentes. Pour la méthode LVM, les mouvements sont maximaux au droit des deux tunnels mais sont orientés vers la droite alors que les mouvements horizontaux pour la méthode MCC et pour les trois taux de perte de confinement sont orientés vers la gauche comme montré sur la figure (3.34).



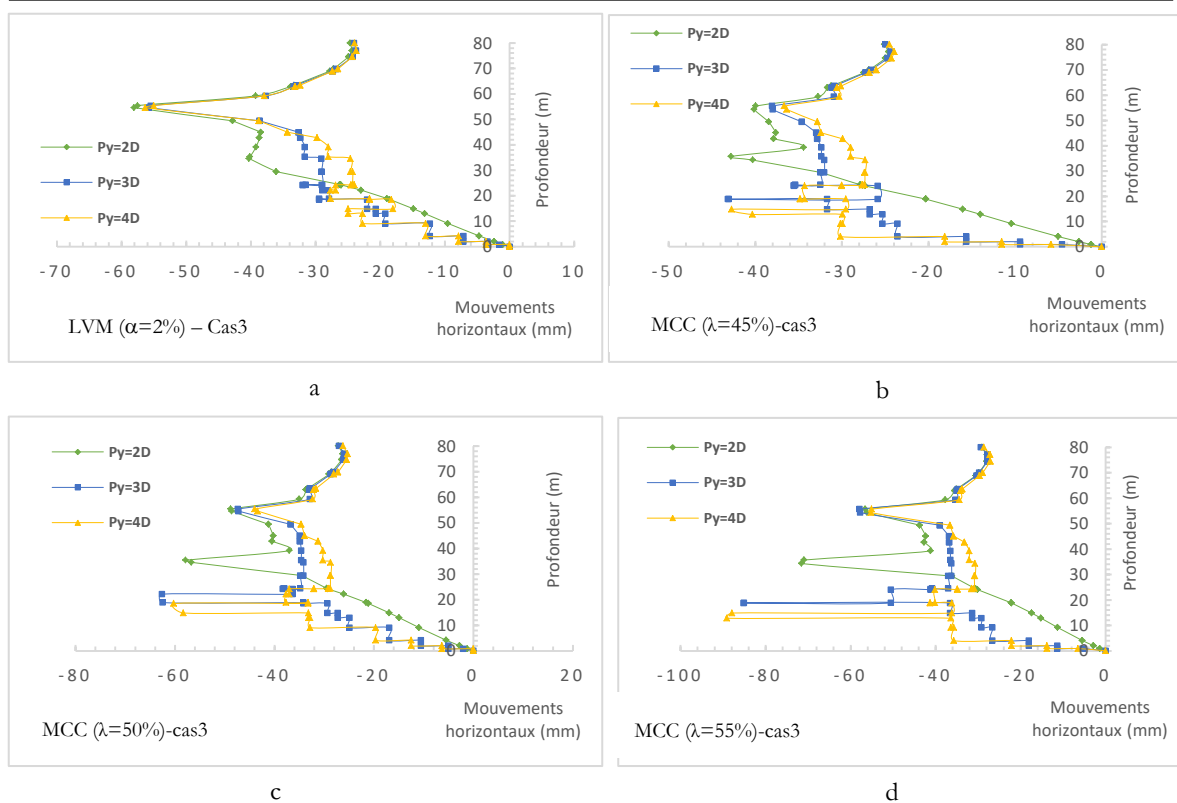
**Figure 3.34** Mouvements horizontaux pour deux tunnels superposés (Structure positionnée au-dessus des tunnels)

Par rapport au précédent alignement de la structure, excentrer cette dernière provoque une augmentation des déplacements horizontaux pour les deux méthodes d'approche. Nous rapportons que pour la méthode LVM, les mouvements sont importants au niveau du tunnel supérieur et sont de l'ordre de (1/3) inférieur au niveau du tunnel du bas contrairement à la méthode MCC qui donne des mouvements quasi égaux au niveau des deux tunnels avec une infériorité des mouvements observés pour un espacement  $P_y$  de 2D par rapport aux deux autres espacements comme le montre la figure (3.35).



**Figure 3.35** Mouvements horizontaux pour deux tunnels superposés  
(Structure excentrée par rapport aux tunnels de 10m)

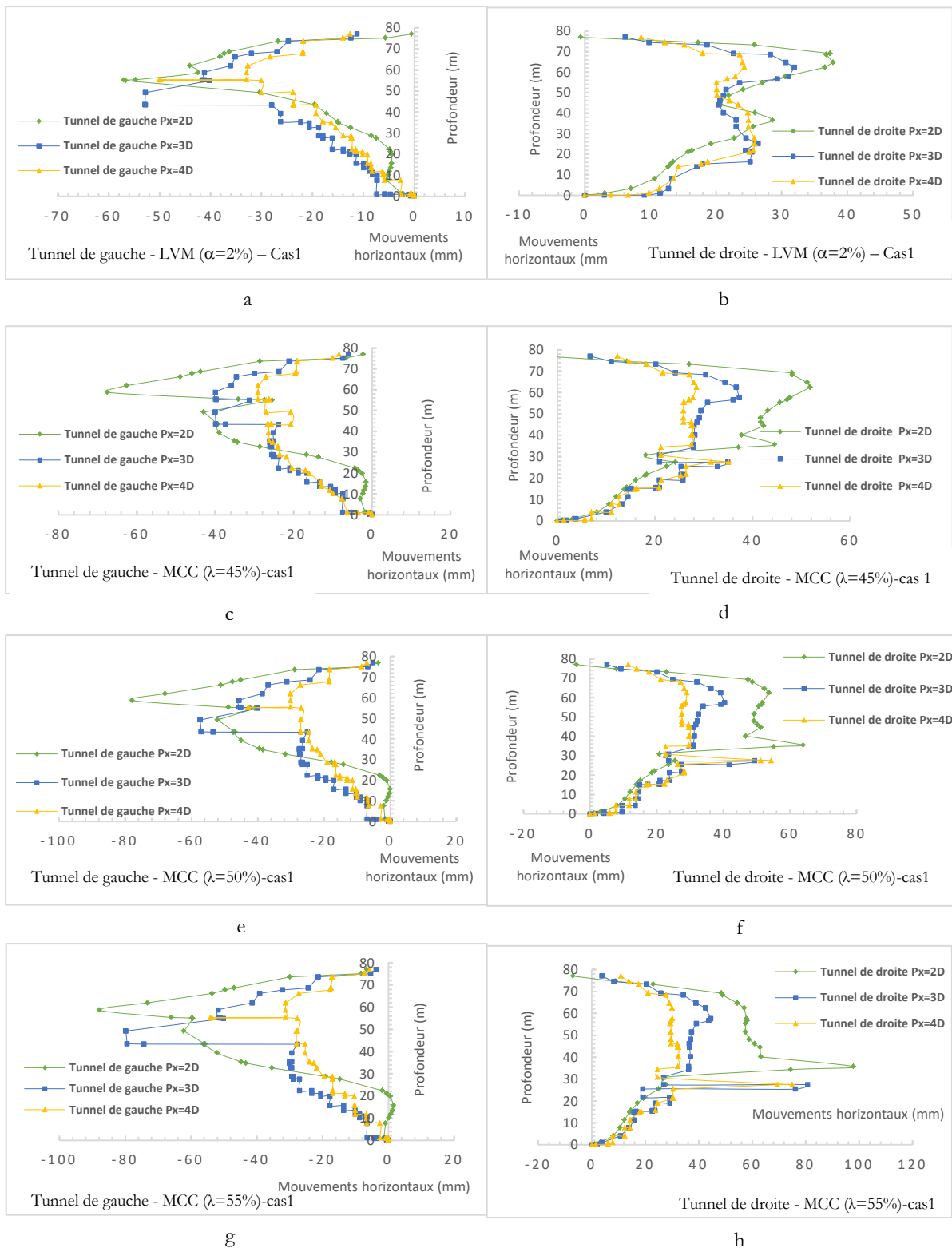
D'après la figure (3.36), éloigner encore plus la structure des deux tunnels (Cas 3) diminue les mouvements horizontaux au niveau des tunnels, ce constat n'étant pas très valable pour la méthode LVM, la méthode MCC donne des mouvements inférieurs à ceux issus du deuxième cas. Nous statuons toujours sur la concentration des mouvements horizontaux au niveau du tunnel supérieur pour la méthode LVM et une répartition de ces derniers entre les deux tunnels pour la méthode MCC. Au niveau du tunnel supérieur, les mouvements ont presque la même amplitude, cependant, une supériorité des mouvements issus par un espacement vertical  $P_y$  de 3D et 4D est facilement détectable par rapport à ceux engendrés par un espacement de 2D. Cette supériorité s'accroît avec la croissance du taux de perte de confinement.



**Figure 3.36** Mouvements horizontaux pour deux tunnels superposés  
(Structure excentrée par rapport aux tunnels de 35 m)

**c. Cas de tunnels inclinés**

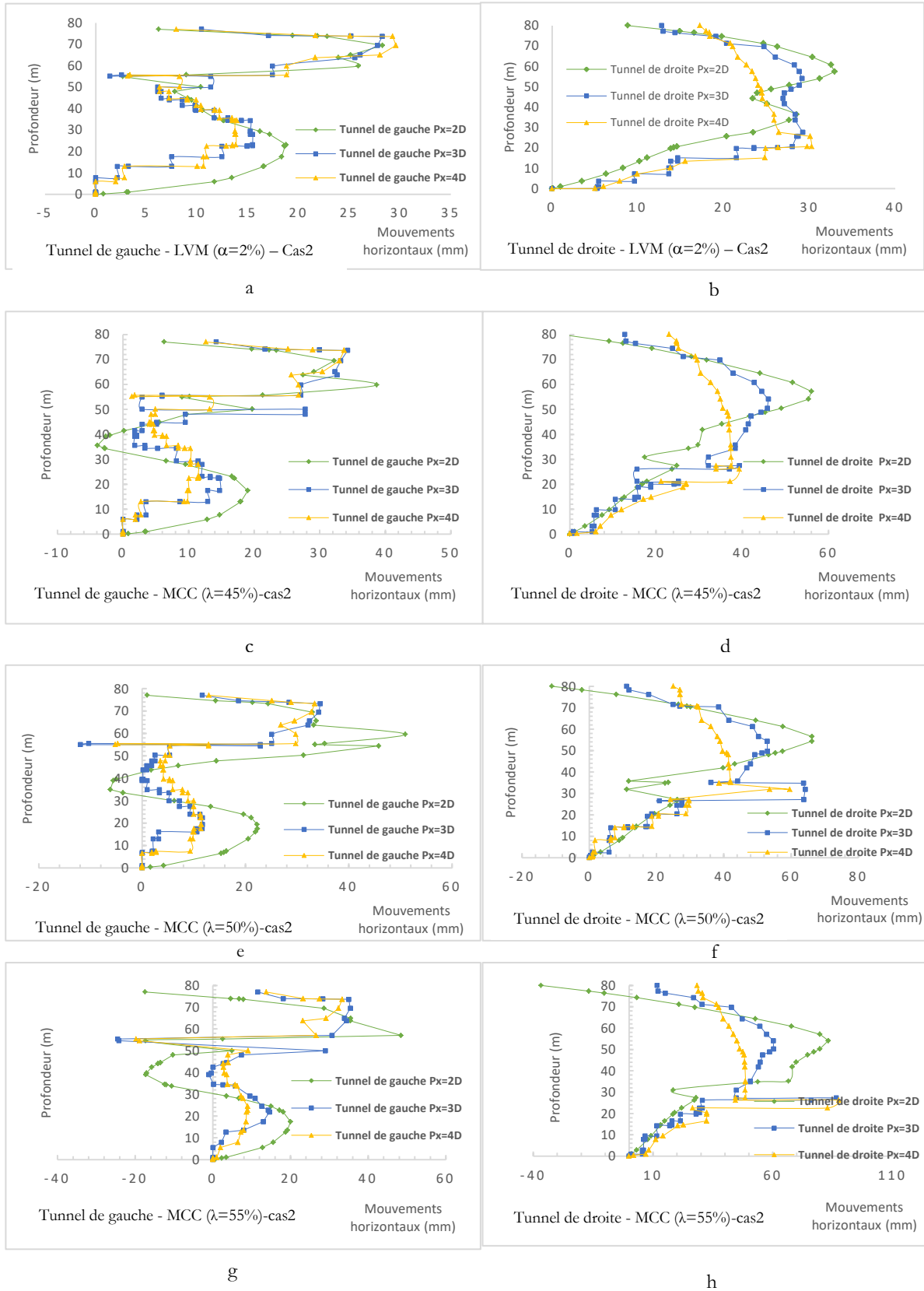
Positionner la structure entre les deux tunnels mène à l'obtention de mouvements opposés au niveau des deux tunnels (dans la direction gauche pour le tunnel gauche et la direction droite pour le tunnel droit). Pour le tunnel gauche, nous constatons que les mouvements sont maximaux au niveau des parois de ce dernier pour les deux méthodes d'approche. Concernant le tunnel droit, nous constatons des amplitudes à des profondeurs variant entre 60 et 40 m de profondeur ce qui correspond à la profondeur où le tunnel gauche est positionné et ce pour la méthode LVM et la méthode MCC pour des taux de perte de 45 et 50%. Pour un taux de 55% de perte de confinement, nous constatons que les mouvements horizontaux sont maximaux au droit du tunnel droit (à 35 m de profondeur). Nous soulignons aussi que les mouvements sont maximaux pour les deux méthodes d'approche lorsque l'espacement entre les deux tunnels est de 20m soit 2D (figure 3.37).



**Figure 3.37** Mouvements horizontaux pour deux tunnels inclinés  
(Structure positionnée entre les deux tunnels)

En observant les mouvements horizontaux du premier cas (structure positionnée entre les tunnels) on note que les mouvements au niveau de chaque tunnel vont dans la direction opposée de l'autre tunnel, alors que le fait de positionner la structure au-dessus d'un tunnel, nous constatons que les mouvements horizontaux au niveau de ce dernier changent de direction. En effet, aligner la structure en surface au-dessus du tunnel gauche provoque un changement de la direction des mouvements (étant orientés vers la gauche en analyse en surface vierge ou lorsque la structure est positionnée entre les tunnels).

Cette constatation est valable pour les deux méthodes d'approche en signalant une supériorité des mouvements au niveau du tunnel supérieur (entre 60 et 40 m de profondeur) lorsque la coupe verticale est au niveau de ce tunnel voire même au niveau du tunnel droit inférieur. (figure 3.38)

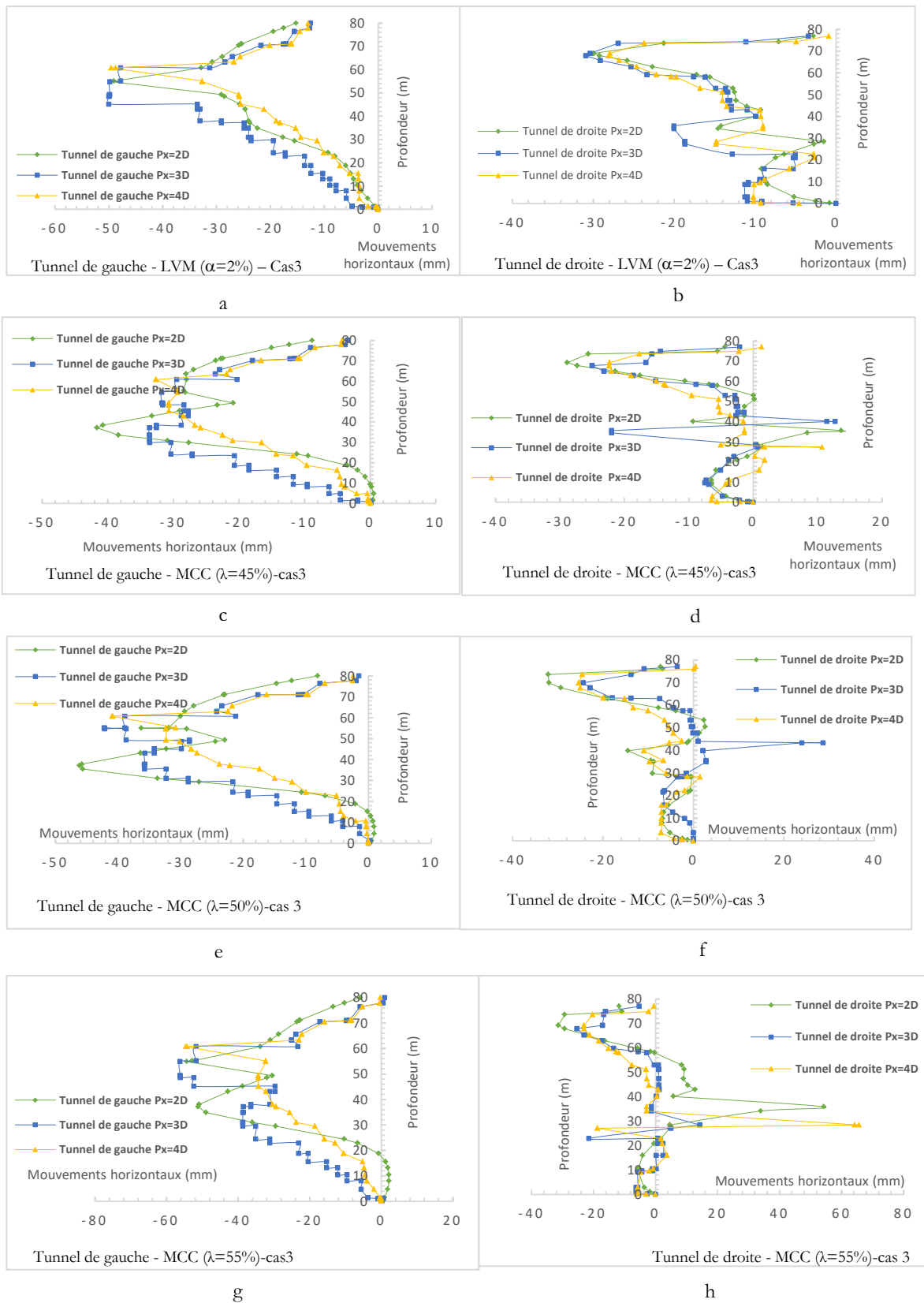


**Figure 3.38** Mouvements horizontaux pour deux tunnels inclinés (Structure positionnée sur le tunnel gauche supérieur)

Pour ce qui est du dernier cas d'étude dans cette partie, la structure est positionnée au-dessus du tunnel droit inférieur. Les mouvements horizontaux au niveau du tunnel droit changent de direction par rapport aux mouvements observés pour le creusement en zone non urbaine et sont orientés vers la gauche sur toute la profondeur du massif pour la méthode LVM.

Concernant la méthode MCC, nous observons des mouvements orientés vers la gauche à des profondeurs variant entre la surface et 50m de profondeur, au-dessous de cette valeur, nous observons des mouvements orientés vers la droite.

Ces mouvements sont symétriques ayant presque la même amplitude tant à gauche qu'à droite, mais l'accroissement du taux de perte de confinement engendre d'importants mouvements orientés vers la droite spécifiquement pour des espacements  $P_x$  de 2 et 4D (figure 3.39).



**Figure 3.39** Mouvements horizontaux pour deux tunnels inclinés (Structure positionnée sur le tunnel droit inférieur)

### **3.7.2 Cas de sol hétérogène- 2<sup>ème</sup> Cas d'analyse**

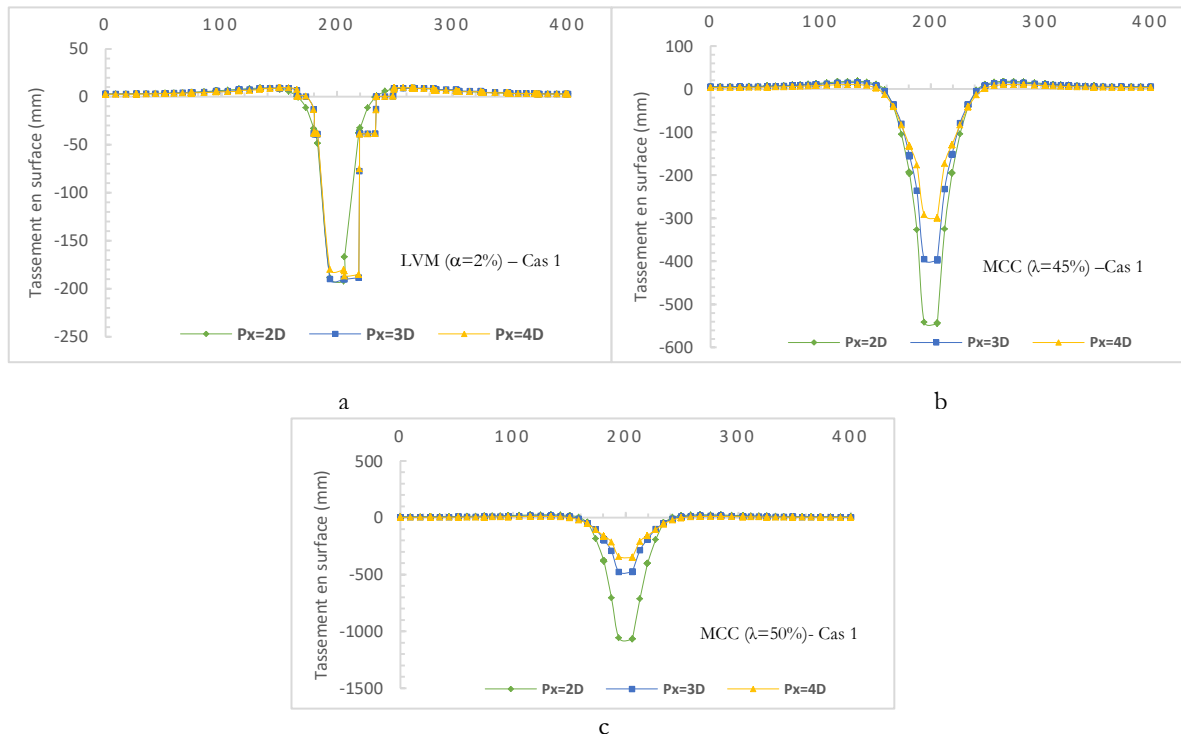
En poursuivant le même développement, nous avons repris le sol hétérogène précédemment analysé en terrain vierge tout en maintenant la même structure utilisée pour le sol homogène avec les mêmes possibilités d'alignement de la structure par rapport aux tunnels.

La modélisation en terrain vierge pour un sol hétérogène donnait des tassements nettement plus importants que ceux observés pour le sol homogène. L'apport en matière de tassement qu'apporte une structure était d'une grande influence sur les cuvettes. Nous notons que pour un sol hétérogène nous ne pouvions pas obtenir de concrètes valeurs que ce soit en tassement ou en déplacements horizontaux car la déformation du maillage fut trop importante et nous constatons un effondrement du modèle malgré plusieurs tentatives visant à permettre des déplacements au-delà des limites admissibles mais sans résultats.

De ce fait, nous allons exposer seulement le cas de deux tunnels parallèles car c'est le seul alignement où nous avons pu obtenir des cuvettes de tassement et des déplacements horizontaux. Enfin, nous soulignons la sensibilité de la réalisation de tels ouvrages à de faibles profondeurs dans des sols présentant de faibles caractéristiques mécaniques.

#### ***3.7.2.1 Tassements en surface***

Les tassements en surface sous influence d'une présence de structure augmentent considérablement par rapport au cas d'un sol vierge. Nous passons de 13.55 mm en terrain vierge à 180 mm en présence d'une structure moyennant la méthode LVM. Quant à la méthode MCC, les tassements dépassent carrément les limites autorisées et avoisinent les 550 mm pour un taux de 45% et 1 m pour un taux de 50% comme le montre la figure (3.40). De ce fait, nous n'avons pas pu obtenir de déplacements au sein du massif pour un taux de 55% suite à l'effondrement du modèle.

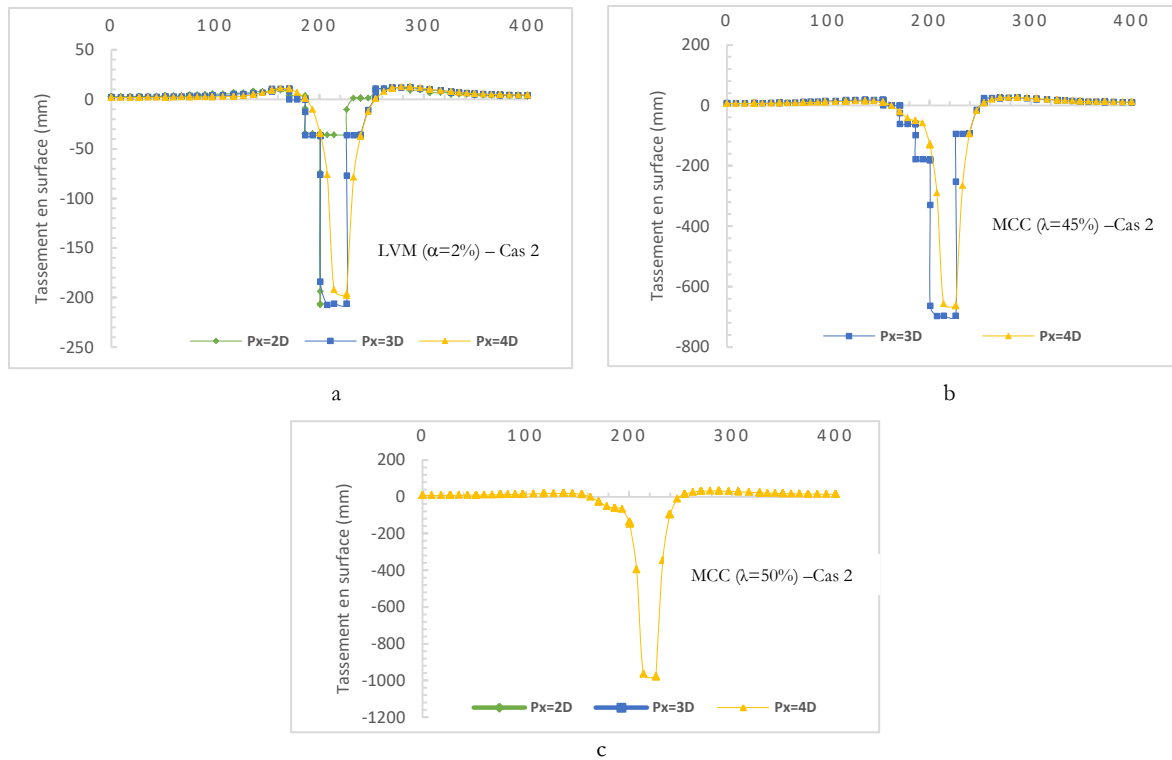


**Figure 3.40** Tassement en surface pour deux tunnels parallèles (Structure positionnée entre les tunnels)

Pour le deuxième alignement et comme illustré sur la figure (3.41), pour la méthode MCC avec un taux de perte de 45%, nous avons obtenu des cuvettes de tassement pour des espacements de 3D et 4D seulement.

Pour un taux de 50% nous avons obtenu la cuvette de tassement pour un espacement de 4D seulement et aucune cuvette pour un taux de 55% suite à l'effondrement du modèle pour ces cas d'étude.

Ces résultats nous mènent à conclure que l'utilisation de la méthode MCC au calcul des tunnels pour des sols stratifiés n'est pas un choix adéquat.

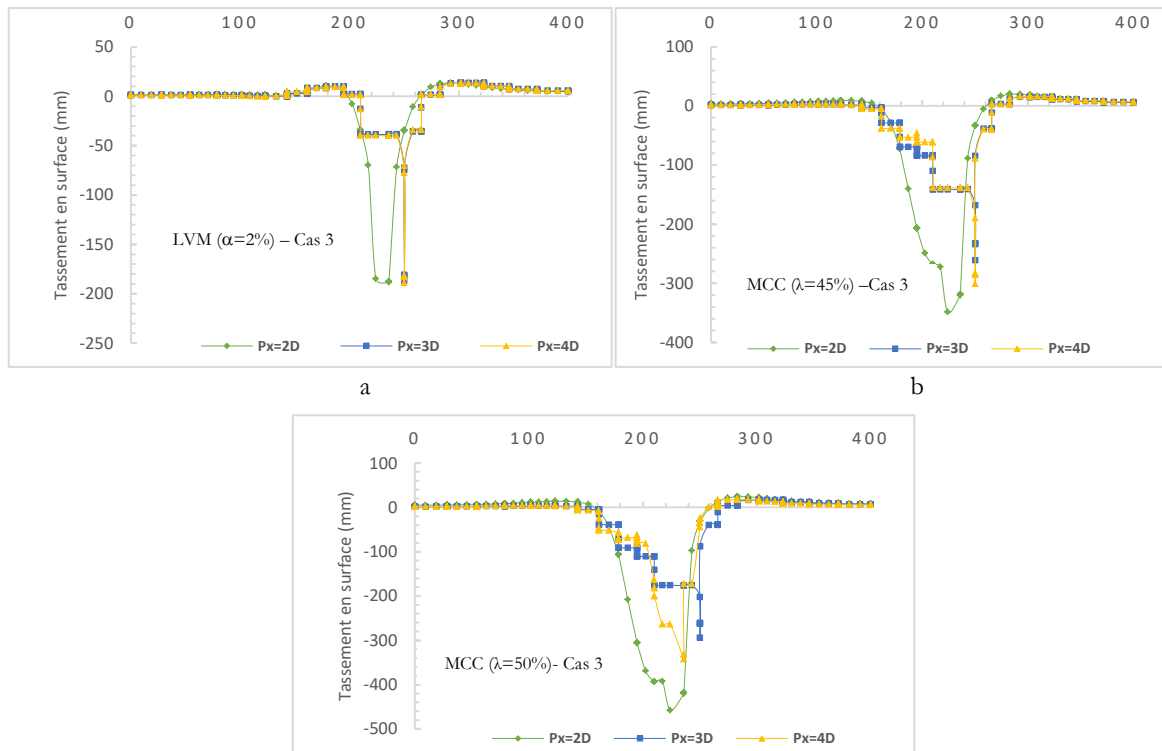


**Figure 3.41** Tassement en surface pour deux tunnels parallèles (Structure positionnée sur le tunnel droit)

Lorsque la structure est excentrée par rapport aux tunnels, Nous constatons une diminution des tassements en surface, ce résultat parait logique et peut être attribué à l'atténuation de l'effet de la superposition des cuvettes provoquées par les tunnels et la structure séparément.

Les cuvettes furent obtenues par la méthode LVM et la méthode MCC uniquement pour des taux de perte de confinement de 45 et 50%, le taux de 55% engendre toujours un effondrement du modèle.

Pour la méthode LVM et la méthode MCC avec un taux de perte de 45%, nous observons une similitude des cuvettes de tassement pour des espacements de 3 et 4D. (figure 3.42)

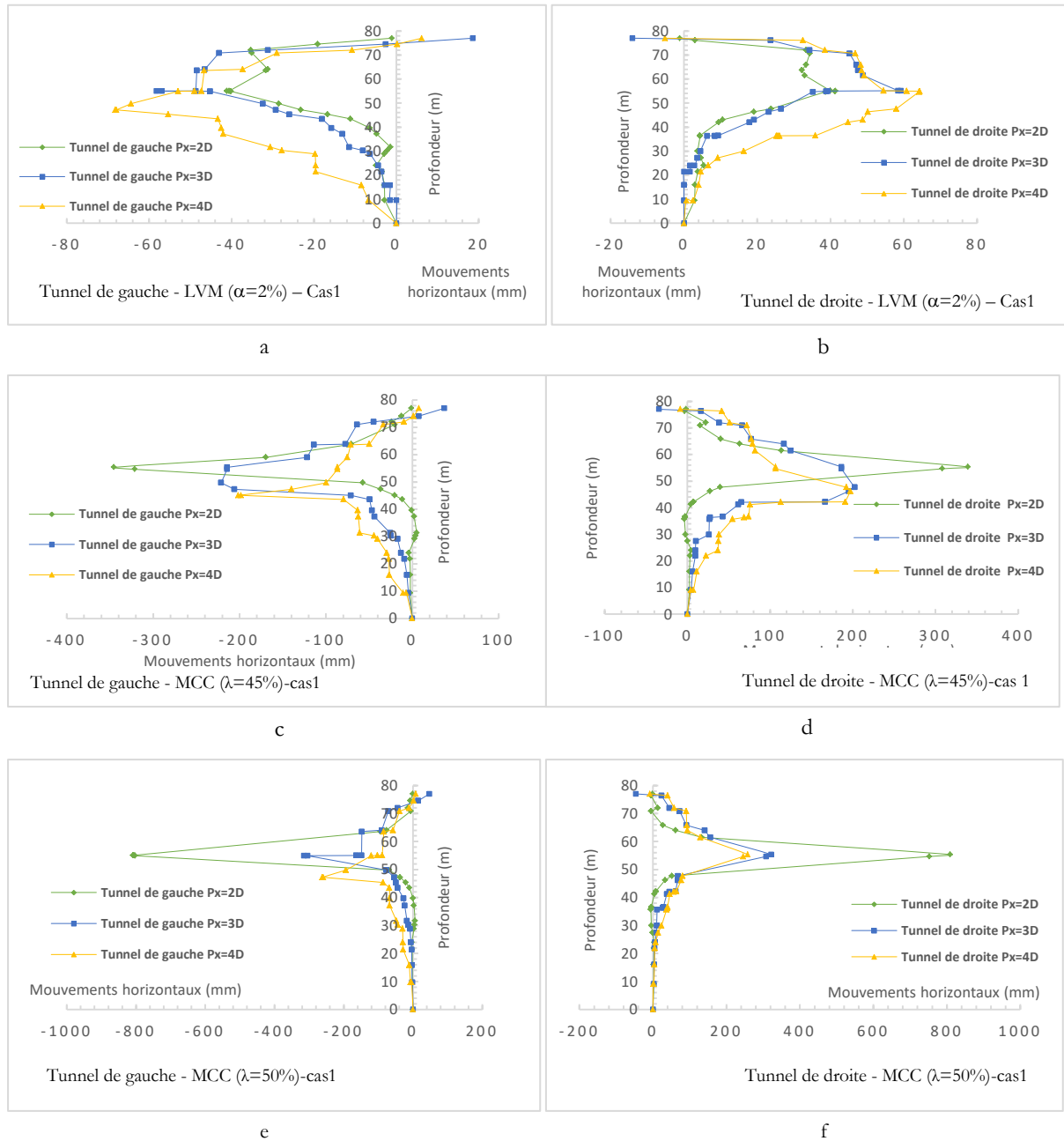


**Figure 3.42** Tassement en surface pour deux tunnels parallèles (Structure excentrée par rapport aux tunnels)

### 3.7.2.2 Déplacements horizontaux

La figure (3.43) regroupe les mouvements horizontaux pour le sol hétérogène, ces derniers présentent des allures similaires à celles observées lors du sol homogène pour le même alignement des tunnels et de la structure.

Les amplitudes sont observées au droit des tunnels et sont maximales lorsque les deux tunnels sont espacés d'un  $P_x$  de 2D. Comme précédemment souligné, nous n'avons pu obtenir de déplacements pour un taux de perte confinement de 55% suite à l'effondrement du modèle.



**Figure 3.43** Mouvements horizontaux pour deux tunnels parallèles  
(Structure positionnée entre les tunnels)

Pour le deuxième positionnement de la structure par rapport aux tunnels, nous n'avons pas obtenu de résultats pour un espacement Px 2D pour un taux de perte de confinement de 45% ainsi que pour les deux espacements Px 2D et 3D pour un taux de perte de 50% et aucun déplacement mesurable pour un taux de 55%.

Les mouvements changent de direction au niveau du tunnel droit étant positionné au-dessous de la structure en étant orientés vers le tunnel gauche quand on utilise la méthode LVM et demeurent orientés vers la droite lors da modélisation par la méthode MCC.

Une diminution des mouvements des mouvements horizontaux est observée au niveau du tunnel gauche par rapport au premier cas pour la méthode MCC, cependant, une légère augmentation de ces derniers fut remarquée pour la méthode LVM (figure 3.44).

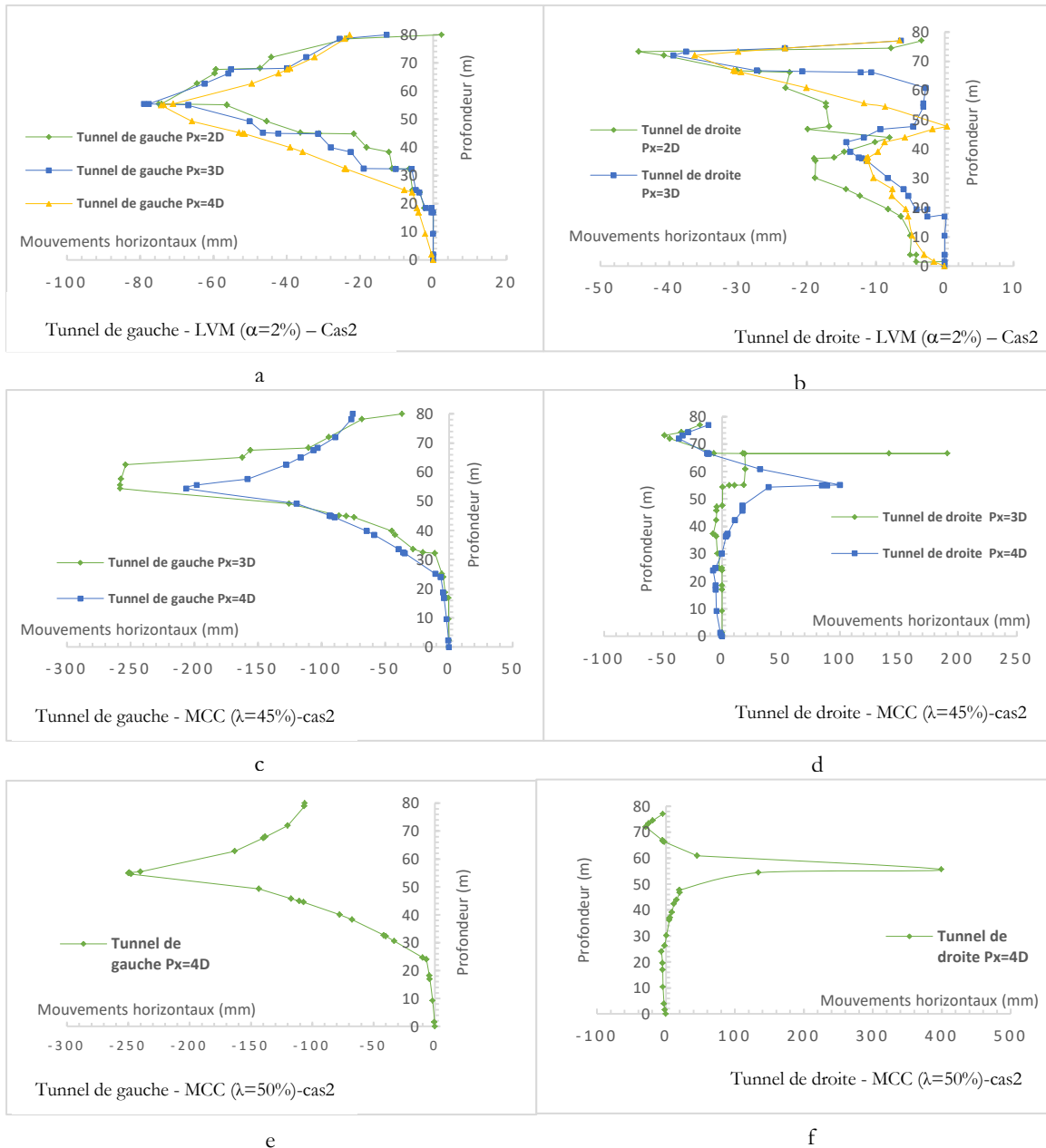
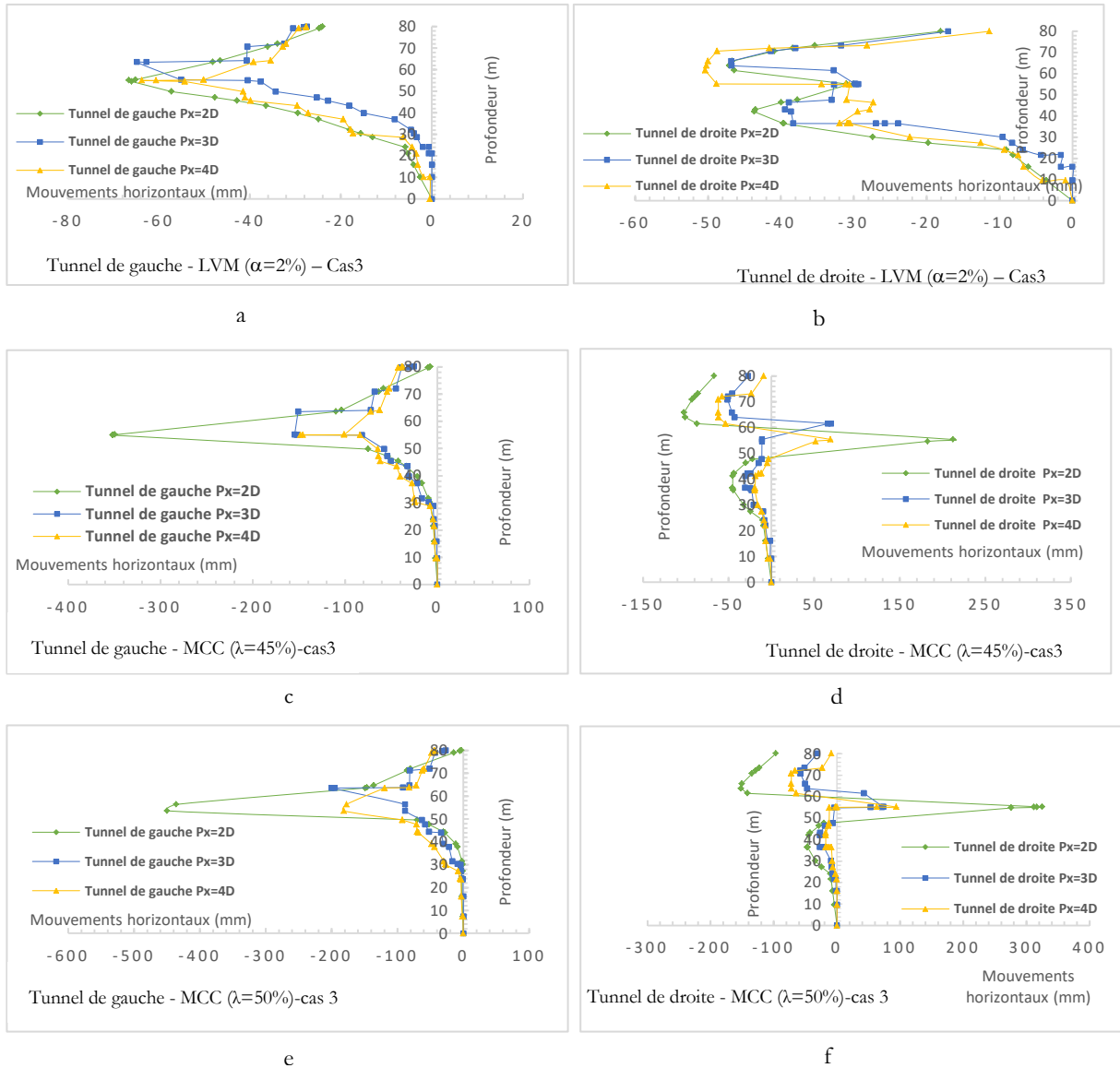


Figure 3.44 Mouvements horizontaux pour deux tunnels parallèles  
(Structure positionnée au-dessus le tunnel droit)

D'après les mouvements horizontaux regroupés sur la figure (3.45), nous constatons une réduction par rapport au deuxième alignement. Les déplacements au niveau des tunnels droits sont orientés vers la droite contrairement aux cas d'étude traités auparavant.



**Figure 3.45** Mouvements horizontaux - tunnels parallèles  
(Structure positionnée sur le tunnel droit)

### **3.7.3 Comparaison et interprétations (homogène& hétérogène)**

En suivant le même raisonnement que dans la section précédente, on constate que les sols hétérogènes, typiques de nombreux environnements urbains, induisent des tassements en surface nettement plus importants que ceux générés dans des sols homogènes, à géométrie et conditions de creusement équivalentes.

Pour des tunnels parallèles espacés horizontalement de 2D et réalisés sous une structure localisée entre les deux tunnels, les simulations basées sur la méthode du volume perdu (LVM) montrent une augmentation significative des tassements en présence d'un sol stratifié. Cette amplification des déformations peut s'expliquer par les contrastes mécaniques entre les différentes couches de sol, qui modifient la distribution des contraintes et favorisent des zones de concentration plus marquées.

En revanche, pour les configurations superposées et inclinées, les modèles numériques se sont révélés instables en milieu hétérogène. Les tentatives de simulation ont conduit à des échecs numériques du modèle, empêchant toute analyse cohérente. Ces instabilités sont probablement dues à l'interaction complexe entre la géométrie des tunnels et les hétérogénéités du sol, qui rendent la répartition des efforts difficile à maîtriser, surtout en présence de conditions limites urbaines contraignantes.

Ce constat met en évidence les limites des approches de modélisation classiques dans des environnements urbains complexes, et souligne la nécessité de raffiner les paramètres géomécaniques, les lois de comportement non linéaires, ainsi que le maillage, afin d'assurer la stabilité numérique des modèles. Cela est particulièrement important pour anticiper les risques liés aux tassements et garantir la sécurité des infrastructures de surface existantes.

### **3.8 Analyse tridimensionnelle des tassements en surface et mouvements horizontaux**

Des études ont montré que les profils de tassement calculés en 2D peuvent s'écarter de 30 à 40 % de ceux obtenus avec une approche 3D. Cet écart tend à augmenter si le front de taille avance d'avantage dans des argiles plastiques ou si la couverture augmente de valeur. (Janin, 2017).

L'étude de Gilleron et al, (2017) a mis en évidence que, bien que les modélisations 2D puissent fournir des indications générales, elles ne capturent pas pleinement les chemins de contraintes tridimensionnels suivis par le sol. Cela peut compromettre la représentativité globale du calcul

des tassements, notamment lorsque des dispositifs de renforcement ou de présoutènement sont envisagés.

A la différence de la configuration bidimensionnelle, décrire tridimensionnellement les cuvettes de tassement en surface requiert l'intervention des composantes suivantes : Déplacement transversal, Déplacement longitudinal et Déplacement horizontal, ces déplacements étant représentatifs des risques potentiels que peuvent causer les travaux sur le tissu urbain.

Pour évaluer les tassements en surface, la forme des cuvettes et les mouvements horizontaux en investiguant leur variation en fonction des divers paramètres déjà traités dans les parties précédentes, le modèle retenu pour cette partie s'agit d'un sol homogène de nature pulvérulente utilisé comme modèle de référence pour les calculs bidimensionnels.

Le calcul consiste à simuler numériquement le creusement des deux tunnels. À chaque incrément, on procède à la désactivation des éléments représentant le sol excavé. Cette tranche est ensuite revêtue à l'incrément suivant. Nous présenterons en ce qui suit le maillage 3D élaboré pour notre modèle (Figure 3.46).

Nous notons que l'ensemble des résultats proposés en matière de déplacements seront mesurés au niveau du plan (Z) correspondant au front de taille des tunnels.

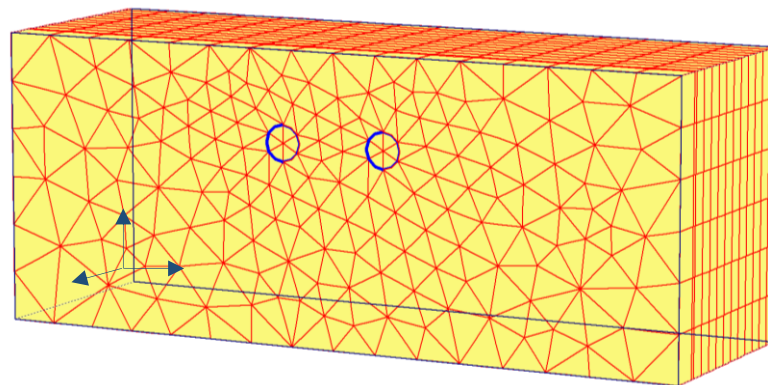


Figure 3.46 Modèle d'analyse 3D en terrain vierge avec maillage

### 3.8.1 Analyse des tassements en terrain vierge

#### 3.8.1.1 Tassement en surface

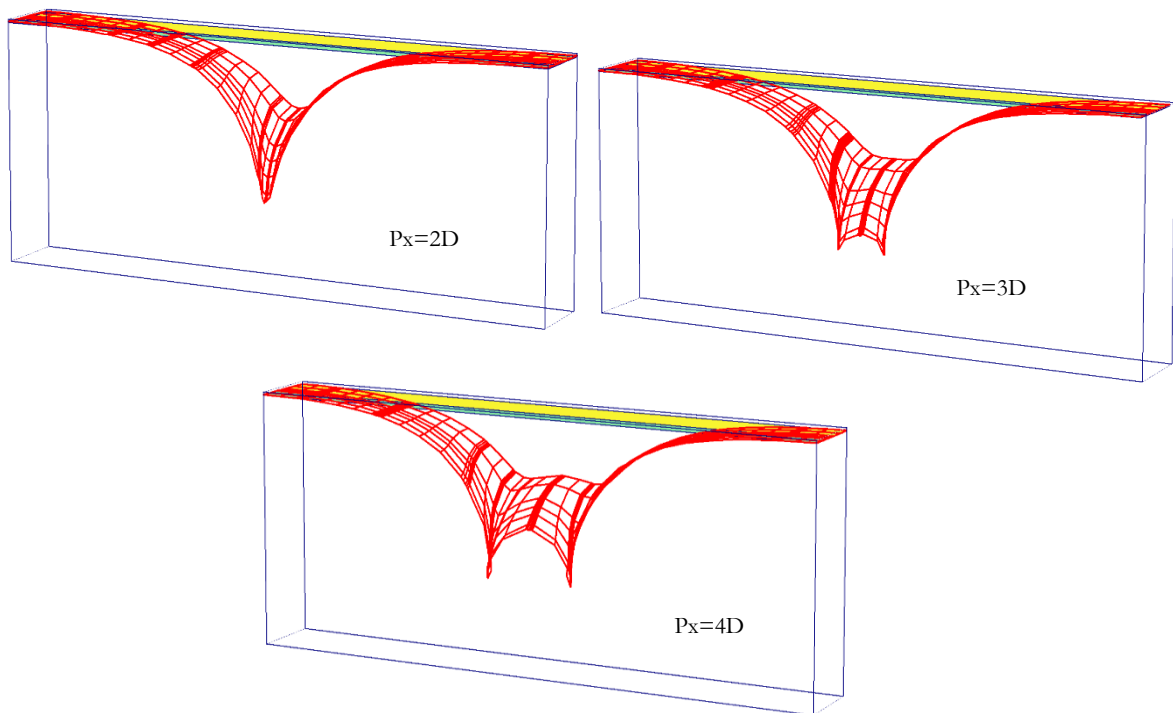
L'analyse numérique en 3D génère une quantité considérable de données, rendant leur interprétation complexe. En effet, un volume 3D est constitué d'une infinité de plans 2D, dont l'analyse requiert déjà un effort significatif. Il en résulte une masse d'informations à

traiter, compliquant l'exploitation des résultats. C'est pourquoi nous avons choisi de ne présenter qu'une sélection représentative parmi l'ensemble des données trouvés. Les trois alignements sont modélisés et analysés en ce qui suit.

*a. Tunnels parallèles*

En premier lieu, nous présentons sur la figure (3.47) l'allure des cuvettes de tassement en 3D induits par le creusement des deux tunnels pour les trois espacements horizontaux (2D, 3D, 4D). On note que le modèle 3D comprend un premier plan dans la direction Z à une distance de 8.6m qui est égale à la longueur du tunnelier.

Nous constatons que les cuvettes de tassement présentent un seul profil gaussien pour un espacement horizontal de 2D, les espacements de 3 et 4D engendrent quant à eux deux profils avec une cuvette plus large que celle obtenue pour un espacement de 2D.

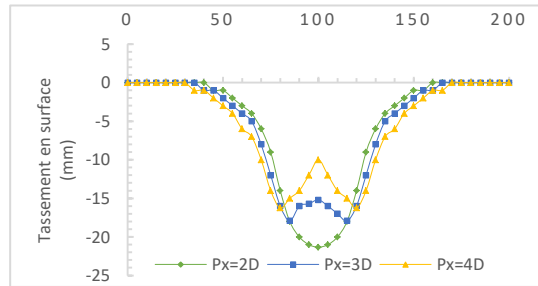


**Figure 3.47** Allure des cuvettes tridimensionnelles en fonction des espacements

Pareillement, nous présentons sur la figure (3.48) une comparaison des cuvettes issues des différents espacements, en comparant les cuvettes obtenues en 2D et 3D, on peut classer les tassements issus de la méthode 3D entre ceux obtenus pour la méthode LVM et la méthode MCC avec un taux de perte de 45%.

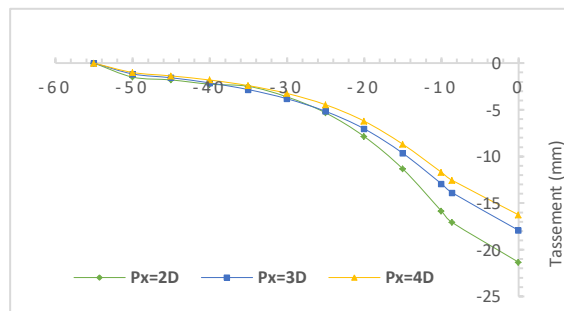
En effet, la méthode LVM donne un tassement maximal de 18.36 mm pour un espacement 2D, la méthode MCC avec un taux de perte de 45% induit un tassement de 26.42 mm pour le

même espacement, qui en configuration 3D nous permet d'obtenir 21.34 mm. Autre constat, les cuvettes issues de la configuration tridimensionnelle ne présentent pas de phénomène de refoulement comme il est observé sur les cuvettes bidimensionnelles.



**Figure 3.48** Cuvettes de tassement issu de la modélisation tridimensionnelle (tunnels parallèles)

S'agissant du tassement longitudinal, la figure (3.49) illustre la variation des cuvettes de tassement en fonction de l'espacement horizontale, ces tassements calculés numériquement sont aussi affectés par la variation de la distance entre les tunnels et sont presque nuls à partir d'une distance de 5 fois le diamètre des tunnels.

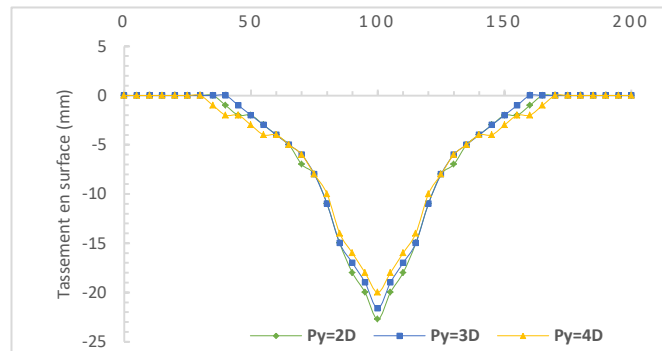


**Figure 3.49** Cuvettes de Tassement longitudinal pour différents espacements entre tunnels parallèles

**b. Tunnels superposés**

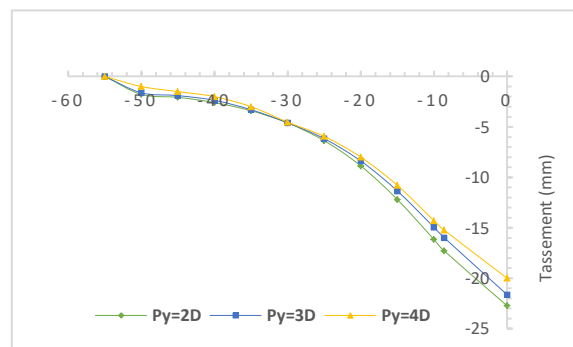
Pour les tunnels superposés, et contrairement aux résultats en configuration bidimensionnelle, accroître l'espacement vertical entre les tunnels réduit le tassement en surface comme le montre la figure (3.50), ce qui paraît logique suite à la dissipation des déplacements au sein de la profondeur avant d'atteindre la surface.

Aussi, les tassements obtenus en configuration 3D sont inférieurs ceux issus des deux méthodes d'approche en configuration bidimensionnelle et ne présentent aucun refoulement des sols.



**Figure 3.50** Cuvettes de tassement issu de la modélisation tridimensionnelle (tunnel superposés)

Similairement aux cas des tunnels parallèles, les tassements longitudinaux (figure 3.51) présentent des valeurs maximales au niveau du front de tailles des tunnels et décroissent pour atteindre la nullité à une distance de 5 fois le diamètre. Nous soulignons que les tassements dégagés des tunnels superposés sont supérieurs à ceux de l'alignement parallèles des tunnels.

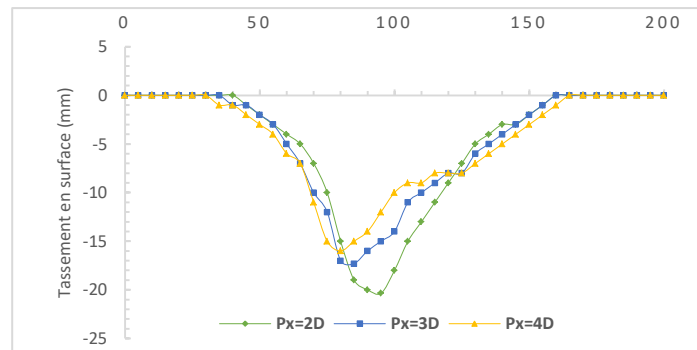


**Figure 3.51** Cuvettes de Tassement longitudinal pour différents espacements entre tunnels superposés

**c. Tunnels inclinés**

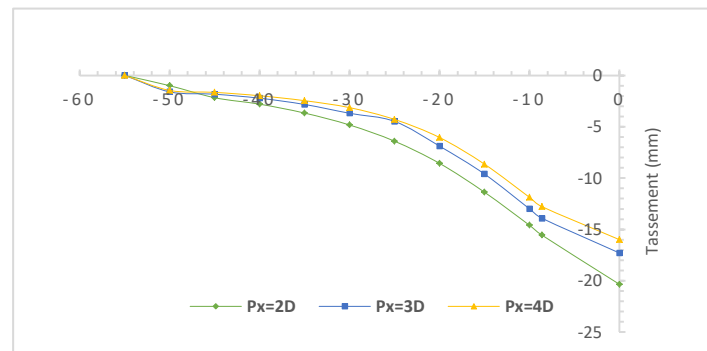
Les tunnels inclinés causent des cuvettes de tassement dont l'amplitude est inférieure à celle des deux premiers alignements (parallèles et superposés), ceci est dû à la non superposition des cuvettes verticalement et les faibles interactions entre les zones d'influence entre les deux tunnels.

Comme précédemment observé, augmenter la distance horizontale diminue de l'ampleur des tassements dans le sens verticale mais augmente la largeur des cuvettes comme le montre la figure (3.52).



**Figure 3.52** Cuvettes de tassement issu de la modélisation tridimensionnelle (tunnel inclinés)

Les tassements longitudinaux présentent des valeurs maximales lorsque les tunnels rapprochés et s'annulent comme les deux précédents cas à une distance égale à 5 fois le diamètre des tunnels (figure 3.53).



**Figure 3.53** Cuvettes de Tassement longitudinal pour différents espacements entre tunnels superposés

### 3.8.2 Mouvements horizontaux

#### 3.8.2.1 Tunnels parallèles

En configuration bidimensionnelle, nous avons obtenu des mouvements maximaux de l'ordre de 31.1 mm et 25.5 mm au niveau du tunnel gauche par la méthode LVM et MCC ( $\lambda = 0.45\%$ ) respectivement. La configuration tridimensionnelle donne des  $U_x$  de l'ordre de 28.01 mm. Ces résultats cernent les mouvements issus de la modélisation 3D entre ceux des deux méthodes d'approche en configuration 2D.

Nous notons la réduction de ces mouvements avec l'accroissement de la distance entre les tunnels comme le montre la figure (3.54).

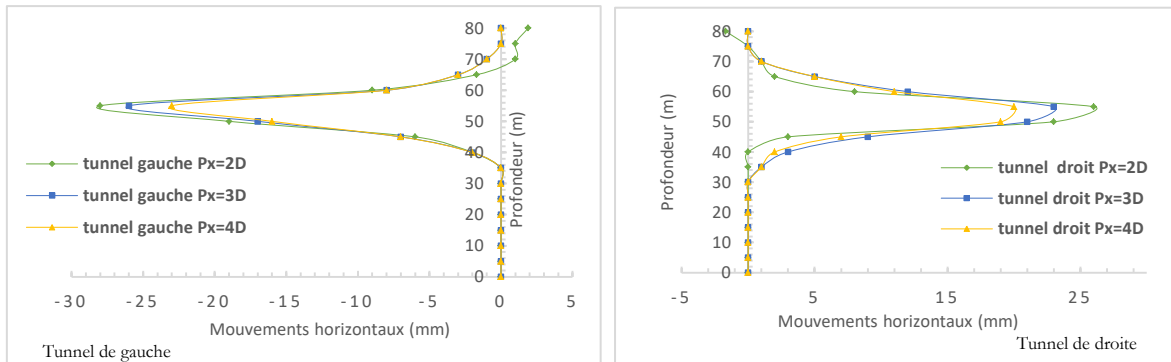


Figure 3.54 Mouvements horizontaux au niveau des deux tunnels parallèles

### 3.8.2.2 Tunnels superposés

Contrairement aux mouvements observés en modélisation 2D qui présentaient des valeurs maximales variantes entre les tunnels selon la méthode d’approche. En configuration 3D, les mouvements maximum sont localisés au niveau du tunnel supérieur et ce pour les différents espacements.

Pour ce qui des amplitudes, nous passons de 35.75 mm au niveau uniquement pour la méthode LVM étant la seule méthode qui provoquait des mouvements maximaux au niveau du tunnel du haut (la méthode MCC donne des  $U_x$  max au niveau du tunnel inférieur de 35 mm pour  $\lambda = 45\%$ ) à 32 mm en configuration 3D. figure (3.55).

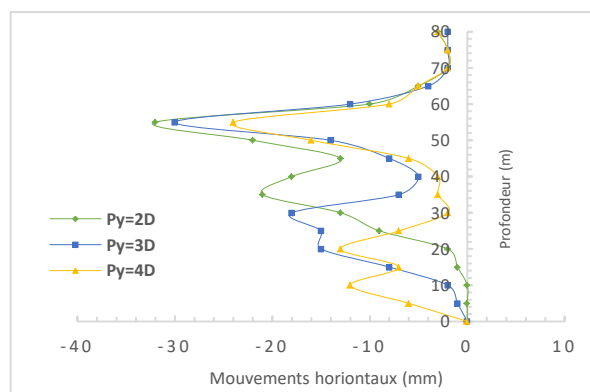


Figure 3.55 Mouvements horizontaux au niveau des deux tunnels superposés

### 3.8.2.3 Tunnels inclinés

Les mouvements horizontaux pour deux tunnels inclinés variaient entre droite et gauche par rapport aux axes des tunnels en configuration 2D tandis qu'ils ont une seule direction en configuration 3D comme le montre la figure (3.56).

Les mouvements sont supérieurs au niveau supérieur similairement aux tunnels superposés, et passent de 30mm pour la méthode LVM et 14mm pour la méthode MCC à 25mm en configuration 3D pour le tunnel gauche supérieur et de 13mm pour la méthode LVM et 12mm pour la méthode MCC à 19 mm pour le tunnel inférieur.

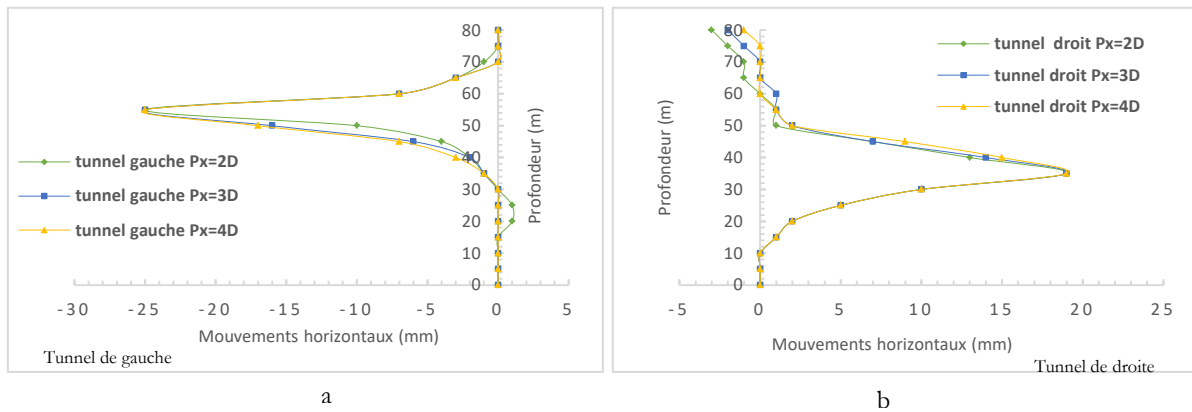


Figure 3.56 Mouvements horizontaux au niveau des deux tunnels inclinés

### 3.8.3 Analyse des tassements en zone urbaine

Le modèle retenu pour cette partie est identique à celui expliqué en détail en configuration 2D, le maillage en configuration tridimensionnelle est montré sur la figure (3.57). Le positionnement de la structure en surface a été varié de la même manière lors des calculs bidimensionnels.

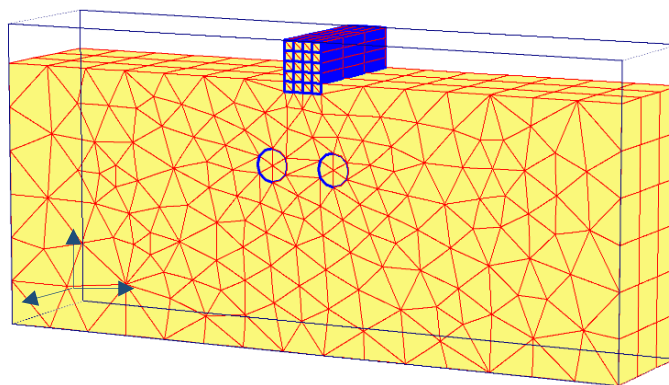


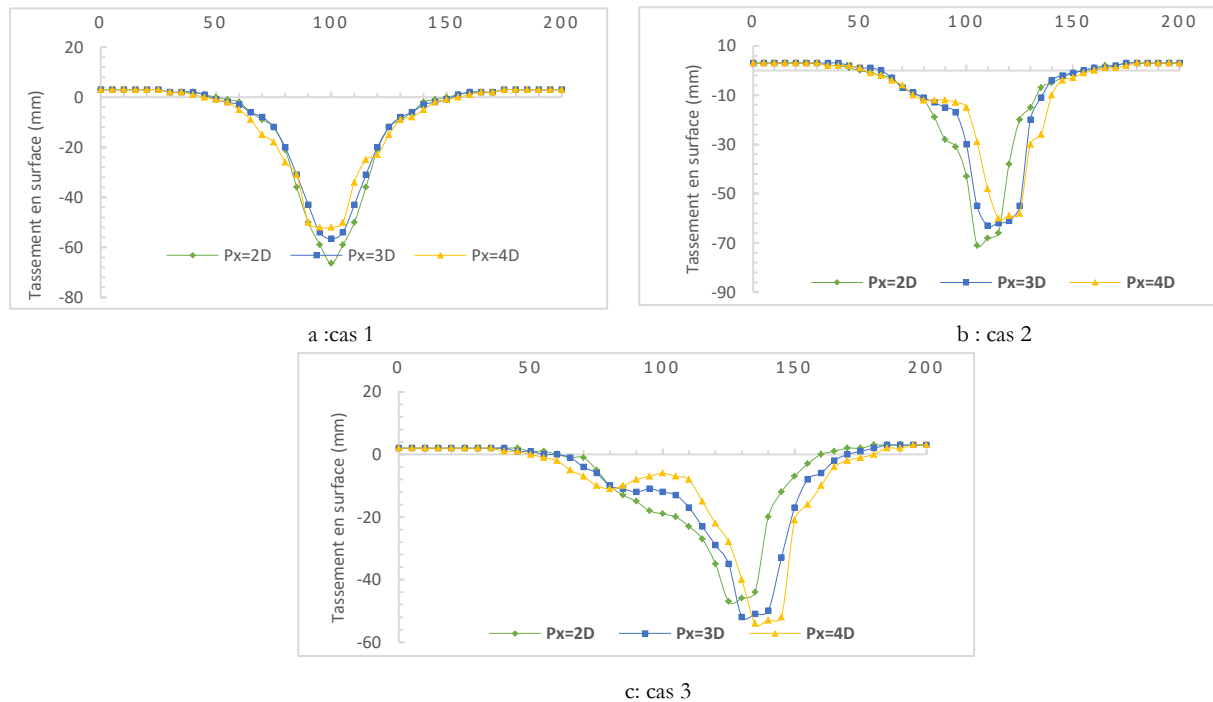
Figure 3.57 Modèle d'analyse 3D en milieu urbain avec maillage

#### a. Tunnels parallèles

Les tassements tirés de la modélisation tridimensionnelle sont nettement inférieurs à ceux issus de celle bidimensionnelle. Les tassements passent de 12cm et 23cm (LVM et MCC respectivement) à 66.45 mm lorsque la structure est positionnée entre les deux tunnels. Ces derniers passent aussi de 99 mm et 165.32 mm en 2D à 71 mm lorsque la structure est

positionnée sur l'un des deux tunnels. Lorsque la structure est excentrée, les tassements passent de 78.36 mm et 74.48 mm en 2D à 54mm en calcul tridimensionnel.

Pour ce cas d'étude, et comme le montre la figure (3.58), les tassements sont localisés au droit de la structure ce qui paraît logique vu les tassements importants que provoquent les structures et leur supériorité à ceux induits par les tunnels.

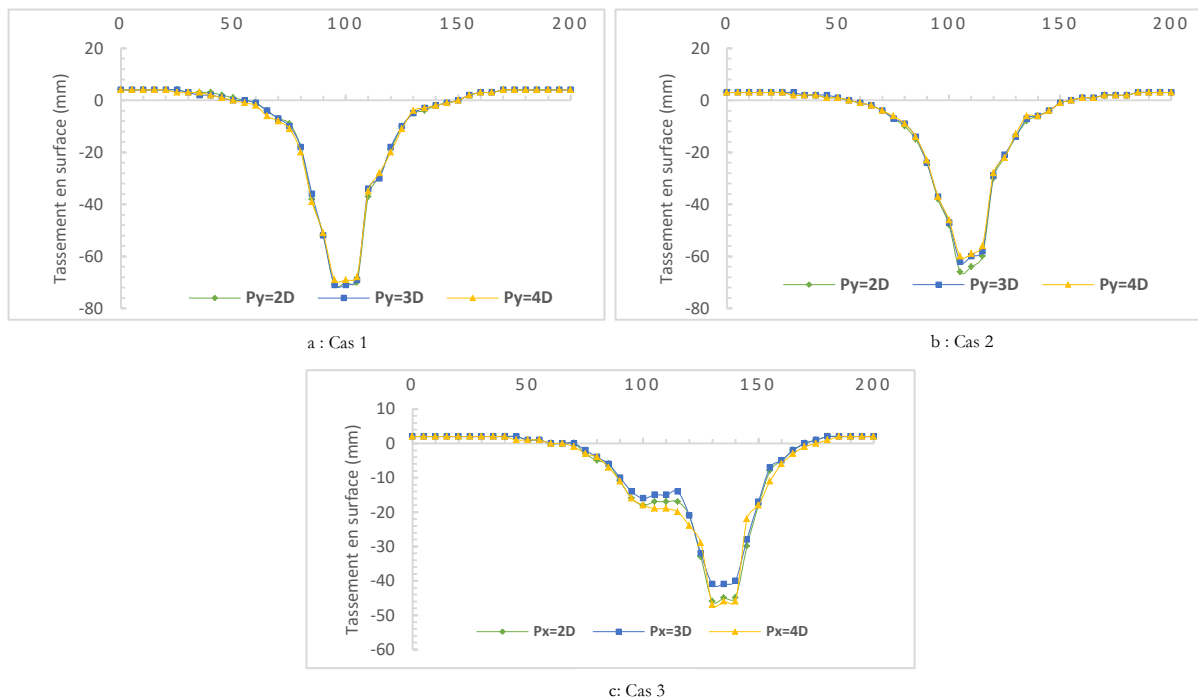


**Figure 3.58** Cuvettes de tassement en présence de structure en surface (tunnels parallèles)

### **b. Tunnels superposés**

Comme pour les tunnels parallèles, la modélisation en configuration tridimensionnelle donne des cuvettes moins profondes qu'en configuration bidimensionnelle.

Les tassements passent de 11cm et 17cm (LVM et MCC) à 69 mm lorsque la structure est positionnée au-dessus des deux tunnels et de 121.01 mm et 160.51 mm (LVM et MCC) à 66mm lorsque la structure est décalée d'une valeur d'un diamètre par rapport aux tunnels. Lorsque la structure est excentrée de 35m par rapport aux tunnels, nous passons de 74.19 mm et 85.63 mm (LVM et MCC) à 47 mm en configuration 3D comme illustré sur la figure (3.59).

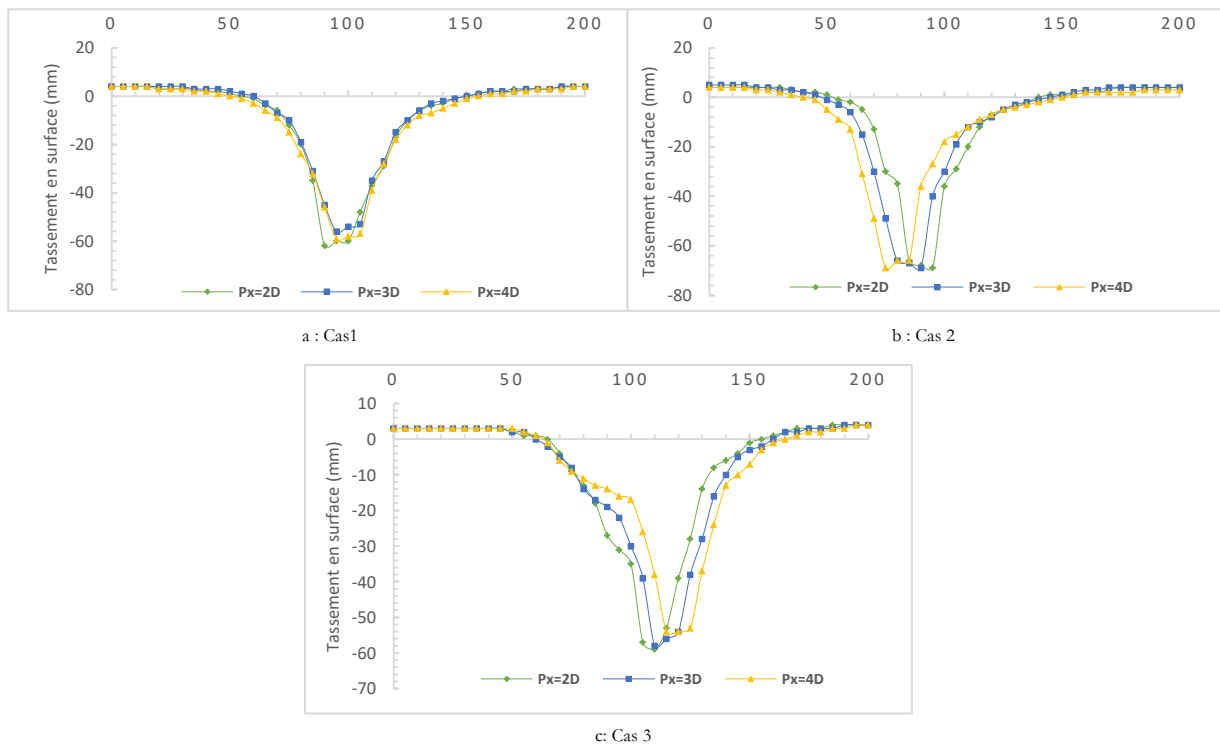


**Figure 3.59** Cuvettes de tassement en présence de structure en surface (tunnels superposés)

**c Tunnels inclinés**

La présence d'une structure entre les tunnels permet d'avoir un seul profil gaussien pareillement aux résultats 2D. Les tassements en configuration 3D sont inférieurs aux résultats 2D, les tassements diminuent de 110.12 mm et 185.21 mm (LVM et MCC) à 47 mm en 3D. Pour ce qui est du deuxième cas, on passe de 96.78 mm et 142.63 mm à 69 mm en configuration 3D. Concernant le troisième cas, les tassements sont de 96.68 mm et 134.29 mm et passent à 58 mm en modélisation 3D (figure 3.60).

Toutes ces constatations et remarques mènent à conclure que l'utilisation de la méthode 2D provoque des tassements nettement plus importants que la modélisation en configuration tridimensionnelle et peuvent même être qualifiés d'inadmissibles surtout lors de l'utilisation de la méthode MCC avec un taux de perte de confinement dépassant les 50%.



**Figure 3.60** Cuvettes de tassement en présence de structure en surface (tunnels inclinés)

### 3.8.4 Analyse des mouvements horizontaux au niveau des tunnels - Zone urbaine

#### a. *Tunnels parallèles*

Si la structure est positionnée entre les tunnels, les mouvements au niveau de chaque sont orientés vers l'opposé de l'autre tunnel. Nous constatons une réduction de 15 mm des mouvements par rapport aux analyses effectués moyennant la méthode LVM en 2D au tunnel gauche et de 27 mm au niveau du tunnel de droite, la différence avec la méthode MCC est à partir de 100 mm en fonction du taux de perte de confinement utilisé.

Positionner la structure au-dessus du tunnel de droite provoque un changement du sens des mouvements au niveau de ce tunnel en notant une supériorité des mouvements pour un espacement Px 4D avec une augmentation des mouvements au niveau du tunnel de gauche. Ce même constat peut être fait lorsque la structure est excentrée par rapport aux tunnels comme l'illustre la figure (3.61).

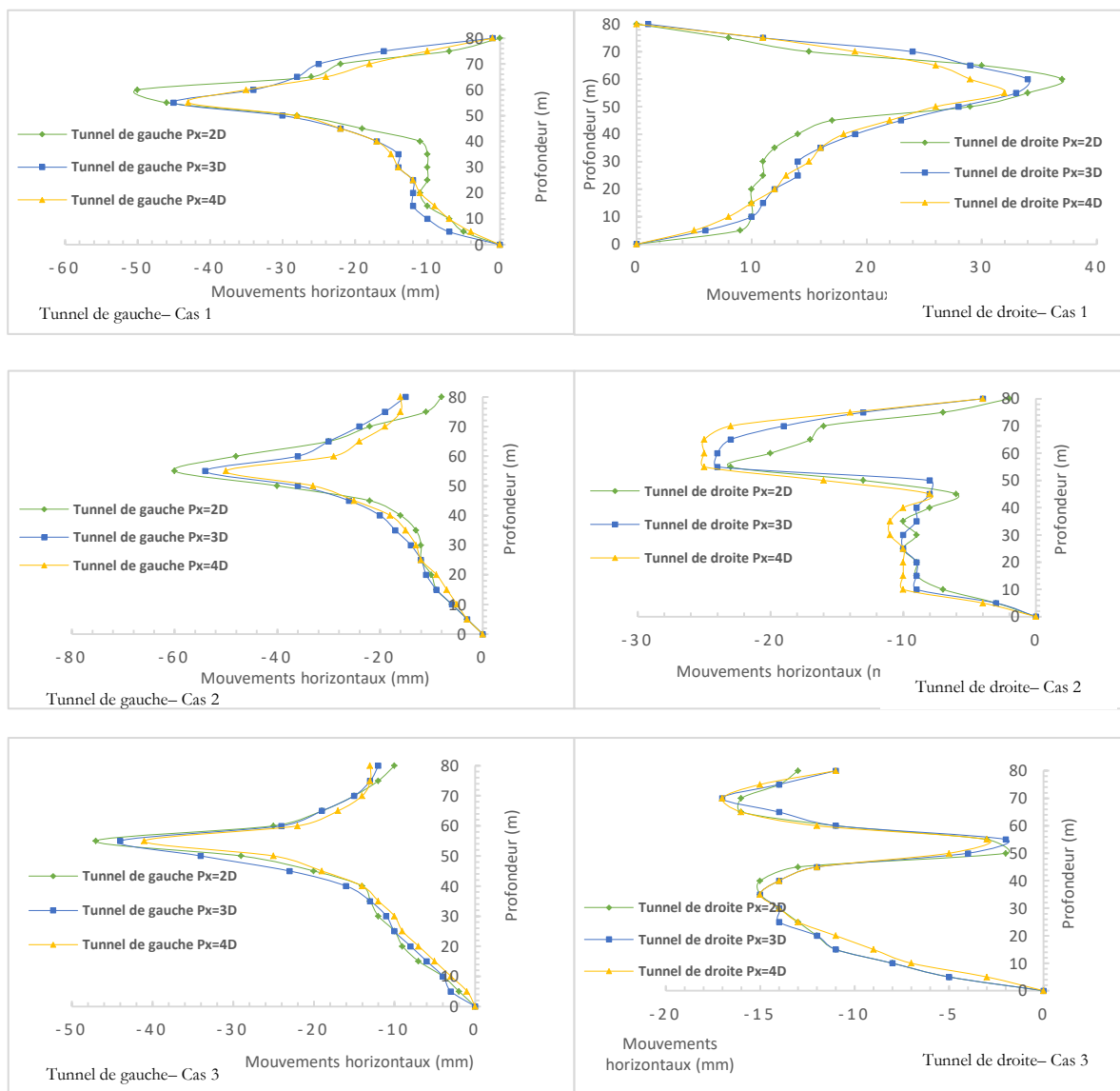
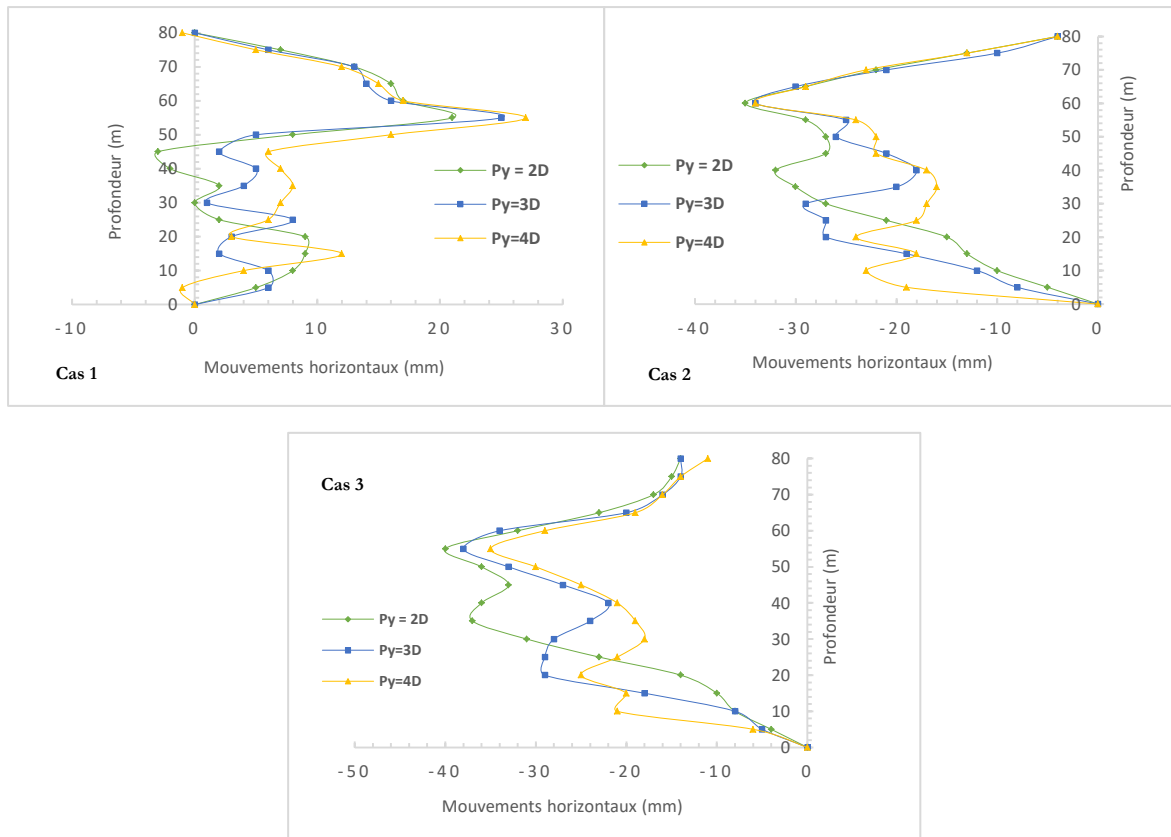


Figure 3.61 Mouvements horizontaux pour deux tunnels parallèles en présence d'une structure

**b. Tunnels superposés**

En Terrain vierge, les mouvements horizontaux observés pour des tunnels superposés furent orientés vers la gauche avec un déplacement maximal de 32 mm. Ces mouvements changent de direction une fois les tunnels soient creusés sous une structure avec un déplacement maximal de 27 mm.

Pour les deux autres alignements, les mouvements sont à nouveau orientés vers la gauche. Les déplacements mesurés en 2D et en 3D montrent une supériorité des valeurs issues du calcul 2D (figure 3.62).



**Figure 3.62** Mouvements horizontaux pour deux tunnels superposés en présence d’une structure

**c. Tunnels inclinés**

Selon la figure (3.63), l’orientation des mouvements horizontaux varie selon le positionnement de la structure, si la structure est positionnée entre les deux tunnels, chaque tunnel subit des mouvements horizontaux tels que ceux observés pour un terrain vierge.

Lorsque la structure est positionnée au-dessus du tunnel de droite, les mouvements au niveau des deux tunnels sont orientés vers la droite. Si on excentre la structure des deux tunnels, les mouvements au droit des deux tunnels changent de direction encore une fois pour être orientés vers la gauche.

Nous attribuons ce phénomène à l’accumulation des déformations dans le massif que peut apporter la structure ainsi que les venues du sol vers les parties excavées. Nous soulignons une différence de l’ordre de 5 à 10 mm par rapport aux mouvements tirés en zone vierge.

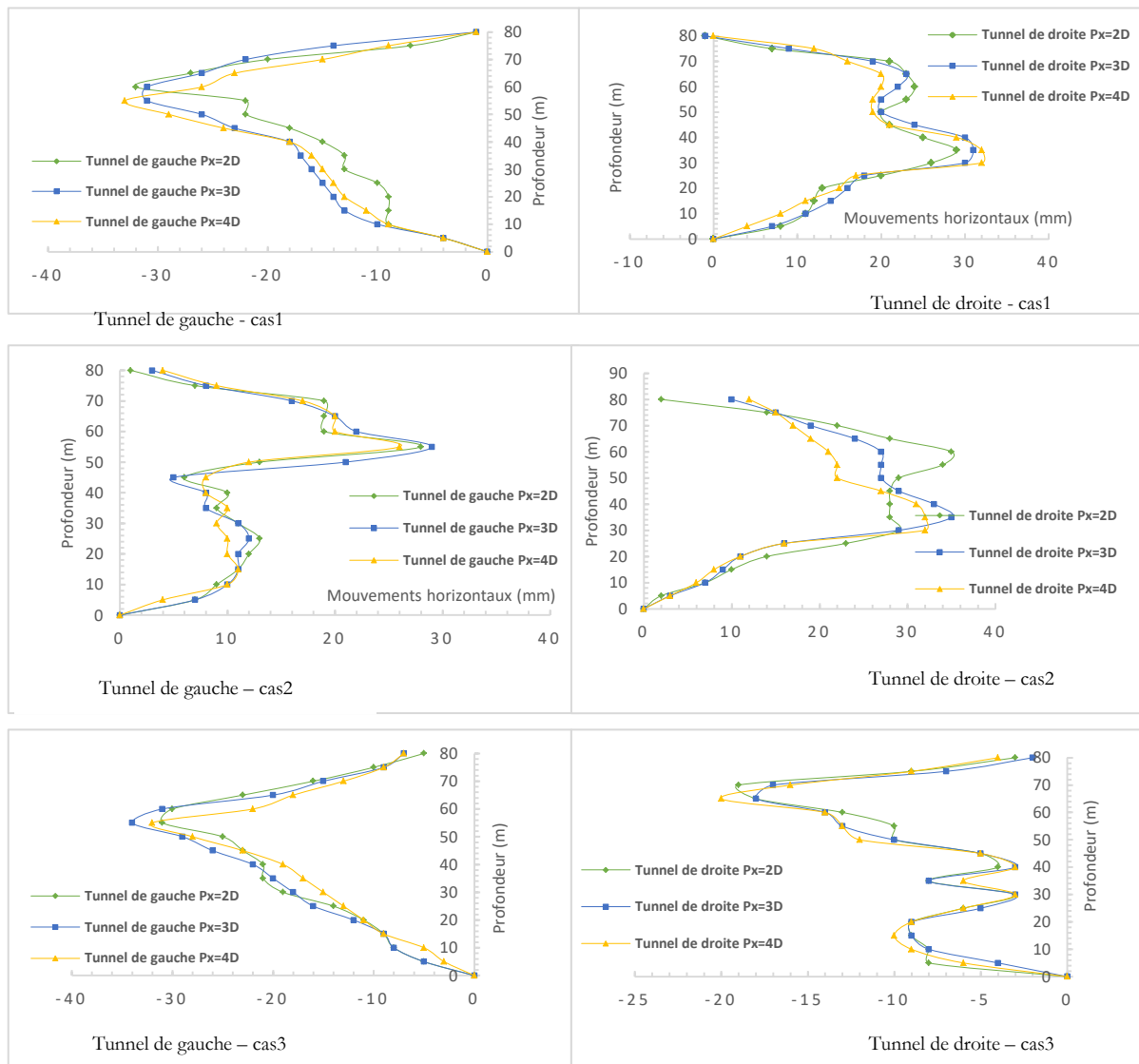


Figure 3.63 Mouvements horizontaux pour deux tunnels inclinés en présence d'une structure

### 3.9 Analyse des déformations induites par le creusement de tunnels jumelés dans les terrains aquifères

Cette partie s'inscrit dans la continuité des investigations menées dans les chapitres précédents ainsi que les analyses mécaniques précédemment effectués et exposées en élargissant l'analyse à l'influence des conditions hydrauliques sur le comportement des tunnels jumelés creusés à faible profondeur.

Alors que la première partie de cette analyse numérique s'est concentrée sur les aspects mécaniques du problème traité dans le cas des sols secs, il s'agit ici d'examiner l'effet de la présence d'une nappe phréatique et des écoulements souterrains sur la stabilité et les déformations du même massif.

La présence d'une nappe phréatique influence fortement l'interaction entre les tunnels et le sol, en modifiant l'état de contraintes dans le massif. Elle entraîne une réduction des contraintes effectives, une augmentation des pressions interstitielles ainsi que des flux d'eau dirigés vers les cavités excavées, ce qui affecte à la fois les tassements verticaux et les déplacements horizontaux.

Dans cette optique, cette section examine les effets de la saturation en comparant plusieurs configurations géométriques de tunnels (parallèles, superposés, inclinés) dans un sol saturé. Elle explore également l'impact de la présence d'eau sur l'intensité et la répartition des déformations. L'objectif est de modéliser, à l'aide du logiciel Plaxis, les interactions couplées sol-eau autour de tunnels jumelés, afin de mieux comprendre les mécanismes de déformation induits par le creusement en terrain aquifère.

Par la suite, une comparaison directe entre les résultats de la partie mécanique et celle-ci (sol sec et un sol saturé) est proposée, dans le but de quantifier les effets propres à la saturation sur les déplacements verticaux et horizontaux du terrain. Cette comparaison permet de mettre en évidence les risques accrus de déformation, d'instabilité, voire d'affaissements causés par la présence d'eau dans les zones aquifères.

Le travail portera sur les deux même cas de figure : le cas homogène et le cas hétérogène.

### **3.9.1 Cas de sol homogène**

L'objectif de cette section est de simuler numériquement le processus de creusement des deux tunnels mais en milieu aquifère, en prenant en compte les différentes phases de réalisation en l'occurrence : excavation, mise en place du revêtement.

L'étude vise à améliorer la compréhension et la prévision des déformations verticales et horizontales du sol, en particulier des tassements en surface dans un contexte de sol saturé.

À travers ces modélisations, nous cherchons à identifier l'influence des effets hydrauliques sur l'intensité et la répartition des tassements et les déformations horizontales, afin de mieux anticiper les risques géotechniques liés aux travaux souterrains en présence d'une nappe phréatique.

#### ***3.9.1.1 Tassement en surface***

L'étude des tassements en surface constitue un indicateur essentiel de l'interaction sol-tunnels dans un contexte saturé. La présence d'une nappe phréatique active modifie considérablement

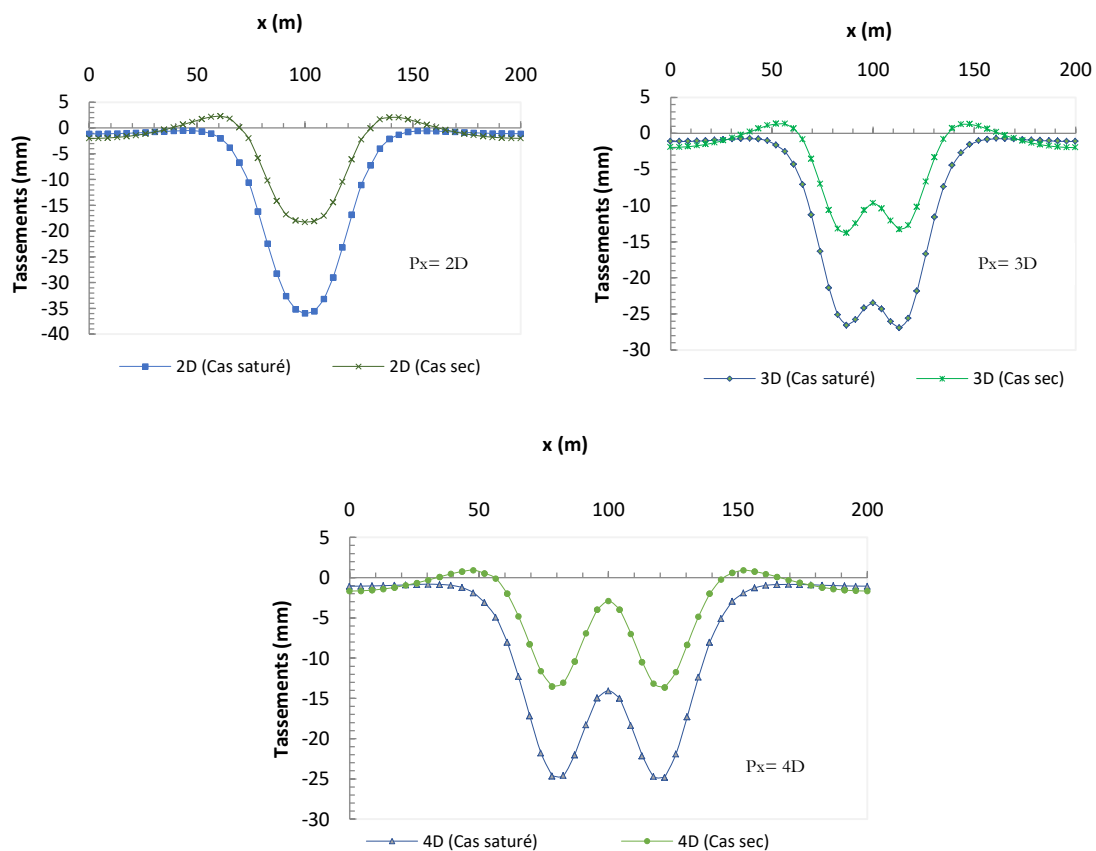
le comportement du sol lors du creusement, notamment par la génération de surpressions interstitielles qui agissent sur la distribution des efforts effectifs.

Dans cette section, nous analysons les même configurations géométriques : tunnels parallèles, superposés et inclinés pour les trois espacements 2 Diamètres, 3 Diamètres, 4 Diamètres comme pour la partie mécanique.

#### a. Cas de tunnels parallèles

Les résultats montrent que la présence de la nappe induit une augmentation généralisée des tassements en surface, comparée au cas en sol sec. La figure (3.64) montre que, dès un espacement supérieur à 2D, le profil de tassement prend la forme d'un "W", traduisant l'interaction entre deux zones d'affaissement. Ce comportement s'accompagne de tassements nettement plus importants que ceux observés en conditions sèches.

En réalité, la présence de la nappe phréatique amplifie les tassements en raison de l'accumulation de pressions interstitielles non dissipées, un phénomène d'autant plus marqué dans les sols à faible perméabilité, où la dissipation s'effectue lentement.



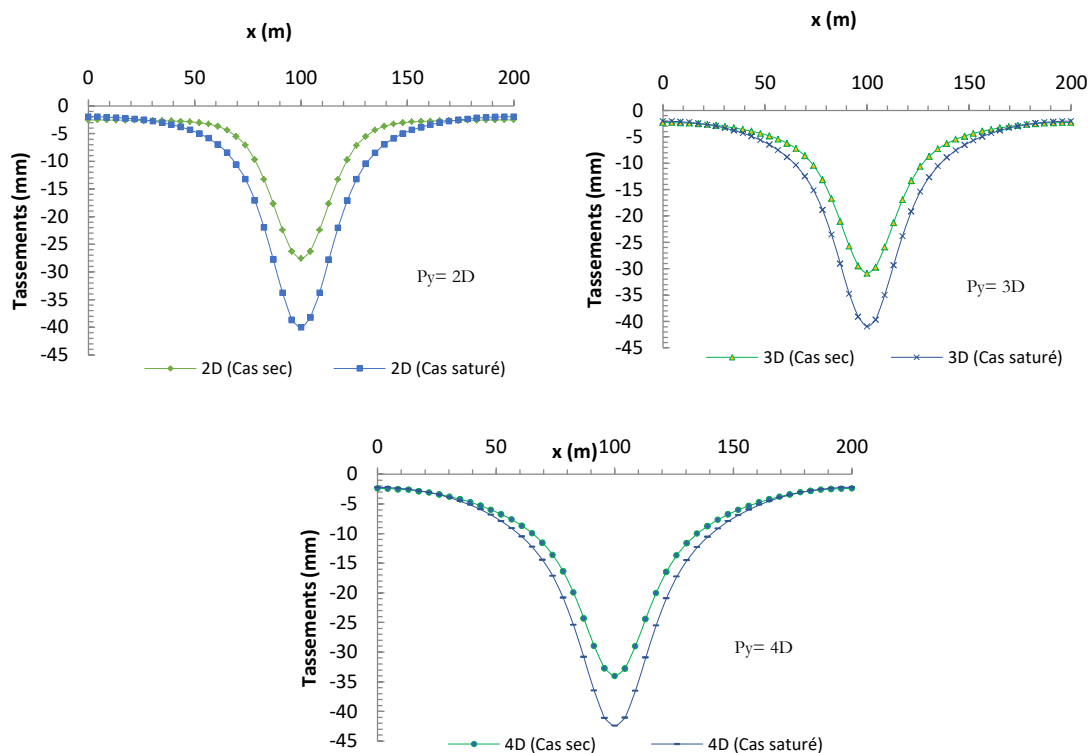
**Figure 3.64** Evolution des tassements en présence d'une nappe (Tunnels parallèles)

### b. Cas de tunnels superposés

Dans le cas d'une disposition verticale des tunnels, l'interaction hydraulique est davantage influencée par la profondeur relative des ouvrages par rapport au niveau piézométrique. Les simulations révèlent que lorsque les deux tunnels sont situés dans la zone saturée, le tassement maximal en surface est plus élevé que dans le cas parallèle.

Le profil de tassement est alors sensiblement plus étroit et centré, présentant une cuvette symétrique. Ce comportement s'explique par la superposition des zones plastiques dans le sol, combinée à la montée temporaire des pressions interstitielles.

Toutefois, le même constat concernant l'amplitude des tassements maximum met en évidence que plus les tunnels sont rapprochés verticalement (2 diamètres), moins les tassements en surface sont importants. Ce comportement peut s'expliquer par la superposition partielle des zones d'influence, qui tend à répartir les contraintes de manière plus uniforme dans le massif (figure 3.65).

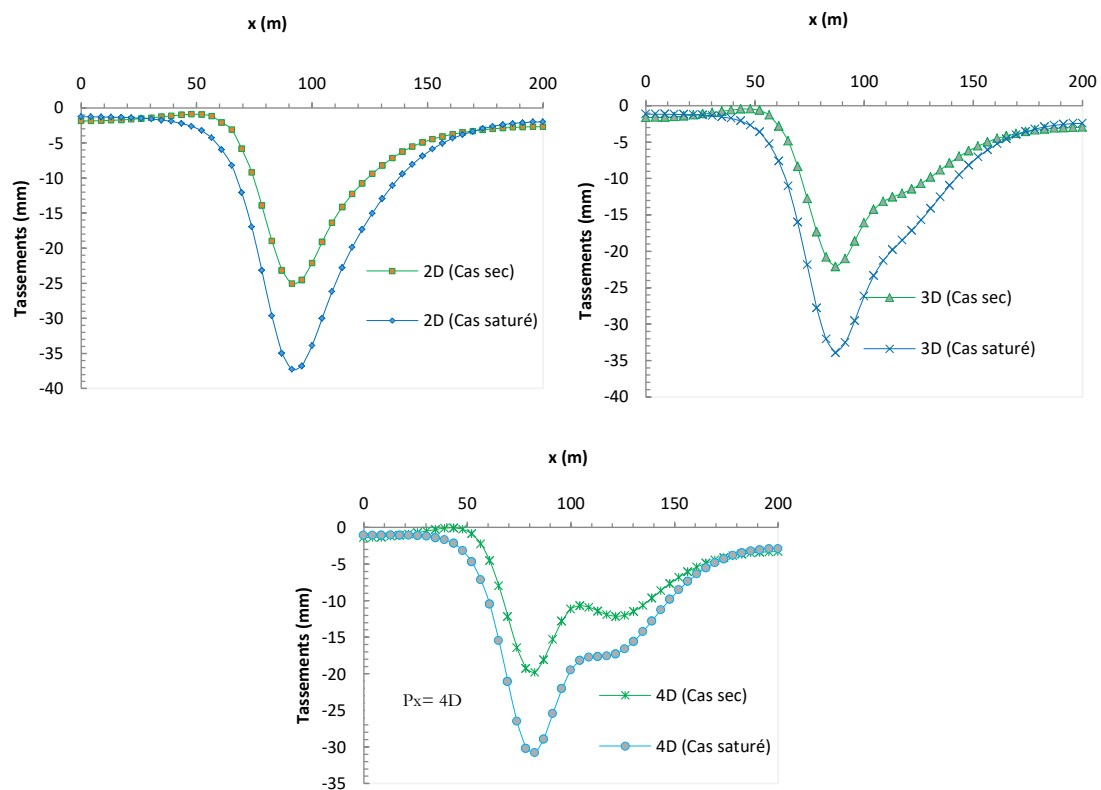


**Figure 3.65** Evolution des tassements en présence d'une nappe (Tunnels superposés)

### c. Cas de tunnels inclinés

Dans cette configuration moins courante mais géotechniquement réaliste, le profil de tassement est asymétrique. L'écoulement de l'eau vers cette zone engendre un déséquilibre des efforts effectifs, ce qui affecte non seulement le tassement vertical, mais aussi la direction des déplacements comme le montre la figure (3.66).

La simulation montre une migration du tassement maximal du côté du tunnel le plus profond, en particulier lorsque ce dernier est situé plus bas que le niveau piézométrique. On remarque que la forme de la cuvette n'est plus la même. Ces résultats suggèrent que les effets hydrauliques dans les cas inclinés ne peuvent être considérés comme une simple superposition des deux cas précédents, mais doivent être traités comme un phénomène complexe de redistribution tridimensionnelle des contraintes.



**Figure 3.66** Evolution des tassements en présence d'une nappe (Tunnels inclinés)

### 3.9.1.2 Mouvements horizontaux

Les déplacements horizontaux induits par le creusement de tunnels constituent un paramètre critique, notamment en milieu urbain ou en présence d'ouvrages sensibles en surface.

En contexte saturé, ces déplacements sont amplifiés ou modifiés par l'influence des pressions interstitielles générées autour des zones creusés. L'analyse suivante, basée sur des simulations numériques en sol homogène saturé, permet d'examiner la distribution et l'amplitude des déplacements horizontaux selon la configuration géométrique des tunnels (parallèles, superposés, inclinés) et selon les trois espacements.

#### a. Cas de tunnels parallèles

Dans cette configuration, les déplacements horizontaux (figure 3.67) présentent une symétrie par rapport à l'axe central entre les deux tunnels. Toutefois, la présence de la nappe phréatique induit une augmentation des amplitudes latérales, notamment à proximité immédiate des ouvrages.

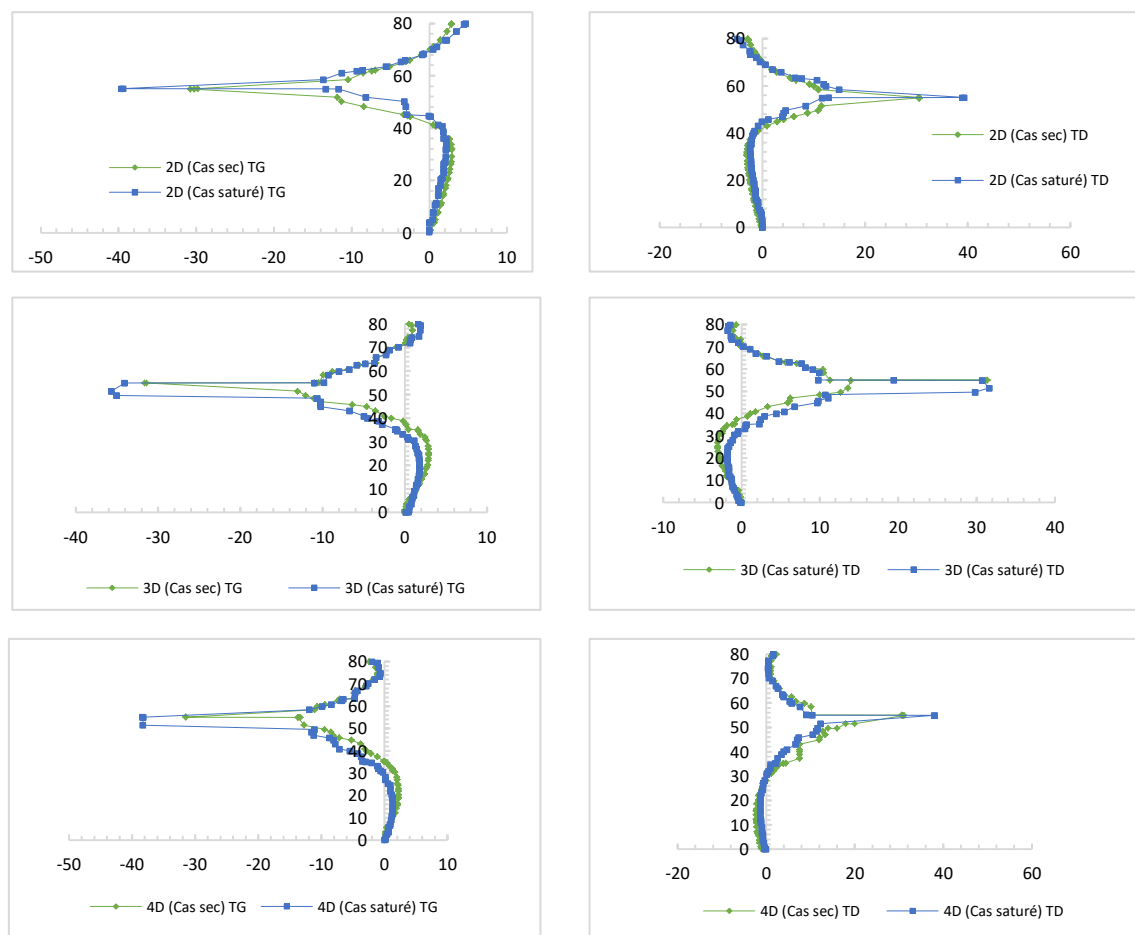
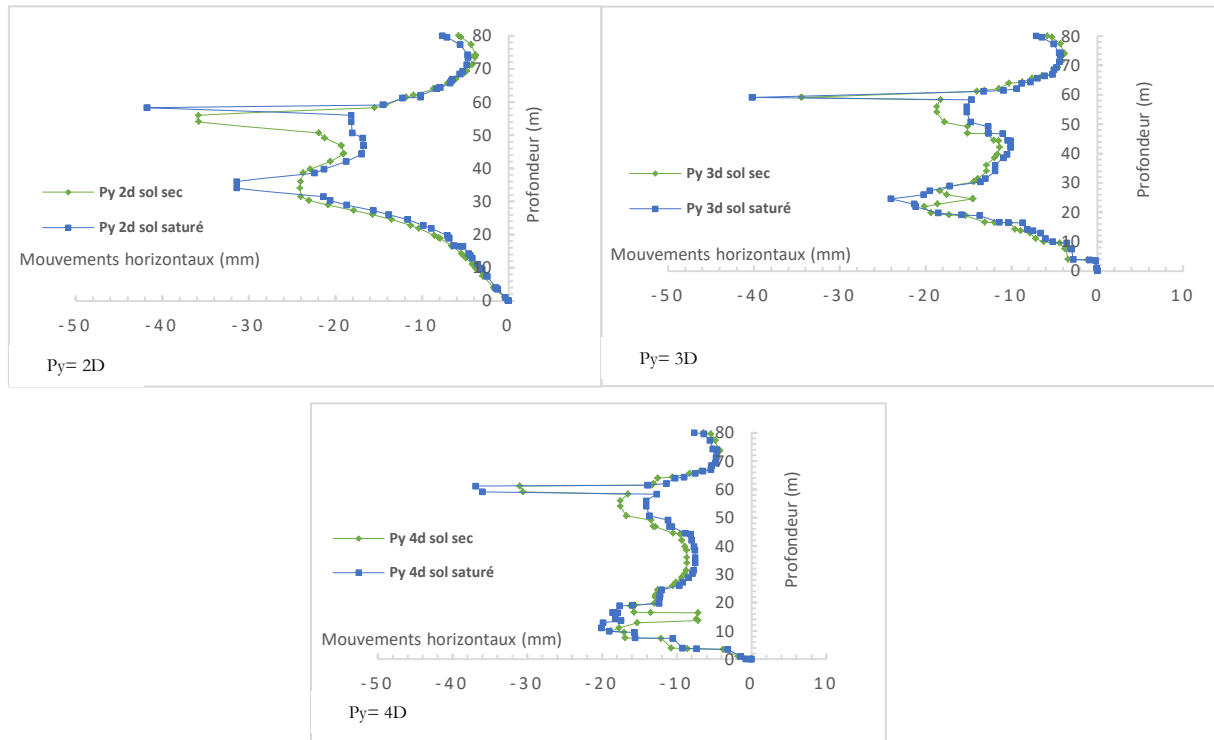


Figure 3.67 Evolution des mouvements horizontaux en présence d'une nappe (Tunnels parallèles)

**b. Cas de tunnels superposés**

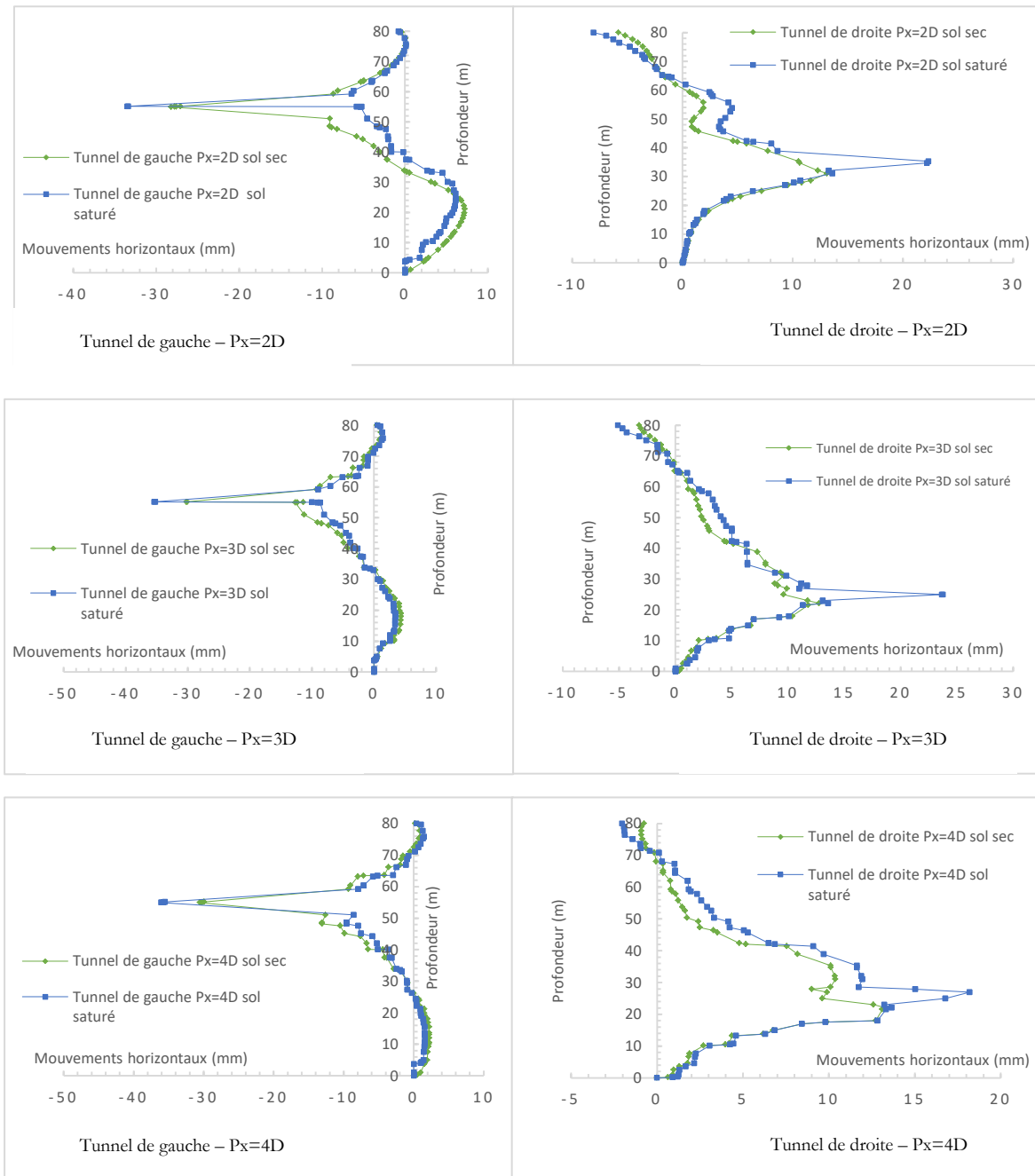
La présence d'eau souterraine entraîne une croissance des mouvements horizontaux au niveau des deux tunnels de l'ordre de 6 à 10 mm au niveau des parois latérales de ces derniers avec une concentration des mouvements au niveau du tunnel supérieur comme le montre la figure (3.68).



**Figure 3.68** Evolution des mouvements horizontaux en présence d'une nappe (Tunnels superposés)

**c. Cas de tunnels inclinés**

Les tunnels inclinés introduisent une asymétrie marquée dans le champ des déplacements horizontaux. Effectivement, les mouvements subissent une augmentation de l'ordre de 10 à 15 mm au niveau du tunnel inférieur et de l'ordre de 4 à 8 mm au niveau du tunnel du haut. Nous attribuons ce phénomène à l'augmentation des pressions interstitielles avec l'accroissement de la profondeur (figure 3.69).



**Figure 3.69** Evolution des mouvements horizontaux en présence d'une nappe (Tunnels inclinés)

### **3.9.2 Cas de sol hétérogène**

Contrairement au premier cas, où le sol était homogène, ce scénario introduit une hétérogénéité plus marquée, caractérisée par une variation significative des propriétés hydromécaniques entre les différentes couches.

Ce cas vise à étudier l'impact de cette complexité géologique sur les déformations du sol, ainsi que sur les échanges hydrauliques entre les deux tunnels dans le cas de sol saturé.

La nature hétérogène du massif, composée de couches aux caractéristiques mécaniques et hydrauliques différentes, est susceptible de modifier de manière significative l'amplitude et la distribution des tassements par rapport au cas homogène.

En particulier, l'interaction entre les zones compressibles et les couches plus rigides peut entraîner une redistribution non uniforme des déformations verticales, ainsi qu'une accentuation des effets d'interaction entre les deux cavités.

Les résultats présentés dans cette section permettent de mettre en évidence les spécificités du comportement du sol en surface dans ce contexte, tout en servant de référence pour les configurations suivantes (superposée et inclinée).

L'objectif principal est d'évaluer la sensibilité du système tunnel-sol-eau à cette hétérogénéité, et de comparer les réponses obtenues à celles du cas précédent, en vue d'identifier les paramètres influents sur le comportement global de l'ouvrage dans un sol non homogène.

#### ***3.9.2.1 Tassement en surface***

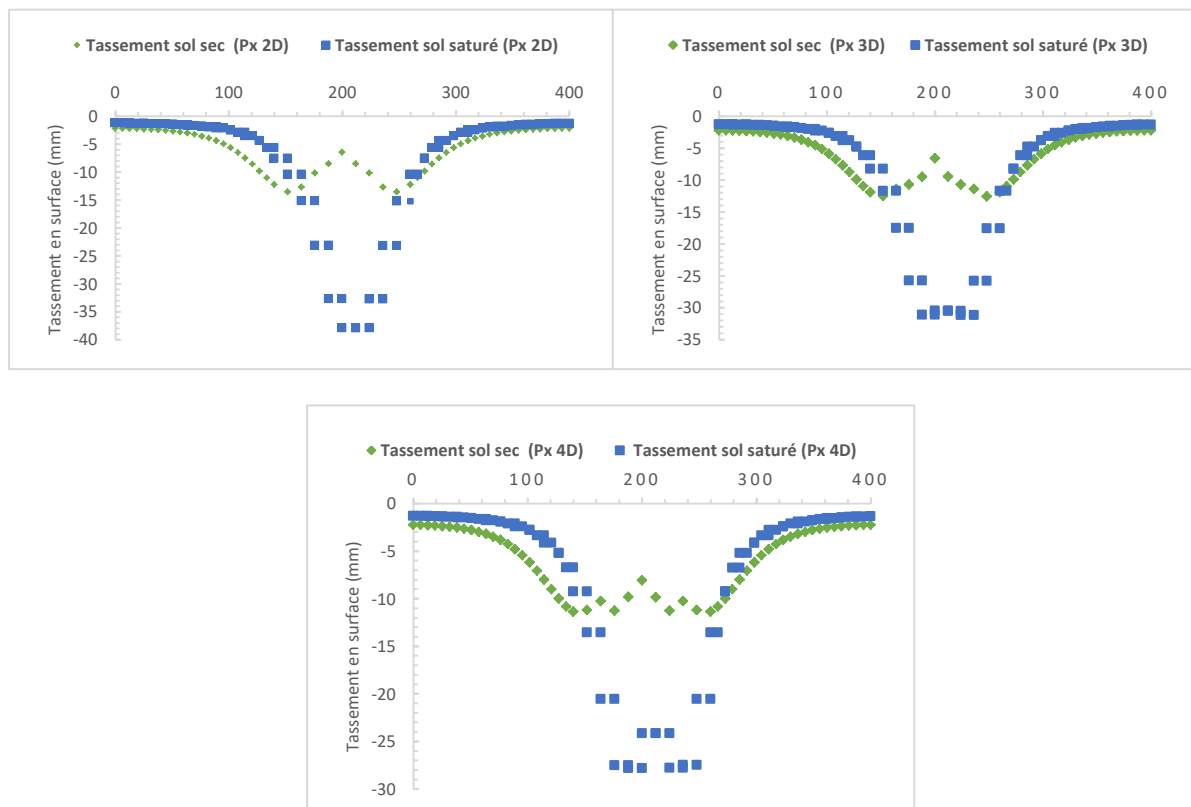
Les cuvettes obtenues pour un sol hétérogène sont plus larges que celles observées pour les sols homogènes. En condition saturées des sols, les couches à faible perméabilité ralentissent la dissipation des surpressions interstitielles, prolongeant les effets de consolidation secondaire.

Ces résultats confirment la sensibilité accrue des sols hétérogènes aux creusements en environnement saturé et justifient la nécessité d'études détaillées sur l'impact des tunnels à faible profondeur.

### a. Tunnels parallèles

Dans ce cas, les deux tunnels sont creusés parallèlement dans le sol hétérogène. L'étude révèle une déformation accrue en surface, avec une cuvette de tassement localisée au-dessus des tunnels comme illustré sur la figure (3.70).

Les résultats numériques montrent une augmentation moyenne des tassements de 25mm. Cette amplification des déformations est liée à la présence de couches plus compressibles dans la stratigraphie.

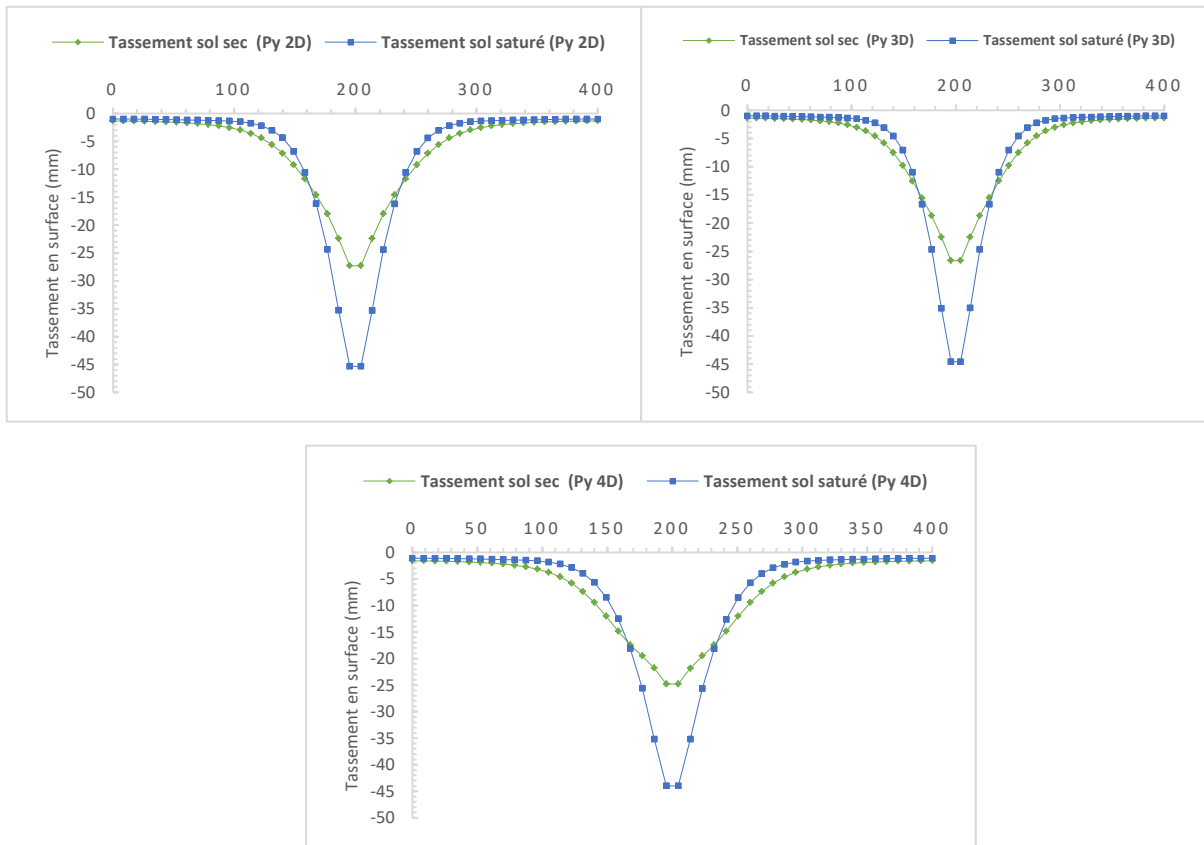


**Figure 3.70** Evolution des tassements en présence d'une nappe dans un sol hétérogène (Tunnels parallèles)

### b. Tunnels superposés

Dans cette configuration, les tunnels sont disposés de manière superposée, l'un au-dessus de l'autre. Ce positionnement génère des effets de tassement plus importants, notamment au niveau du tunnel supérieur.

D'après la figure (3.71), les résultats montrent une hausse des tassements maximaux de 20 mm. Cette déformation est augmentée par l'interaction entre les couches profondes et superficielles du sol.



**Figure 3.71** Evolution des tassements en présence d'une nappe dans un sol hétérogène (Tunnels superposés)

*c. Cas de tunnels inclinés*

Enfin, dans le cas des tunnels inclinés, le positionnement des tunnels influence la répartition des tassements en surface.

La déformation devient plus asymétrique en raison de l'inclinaison des cavités. L'influence de la stratification du sol est particulièrement marquée dans les zones proches des tunnels (figure 3.72).

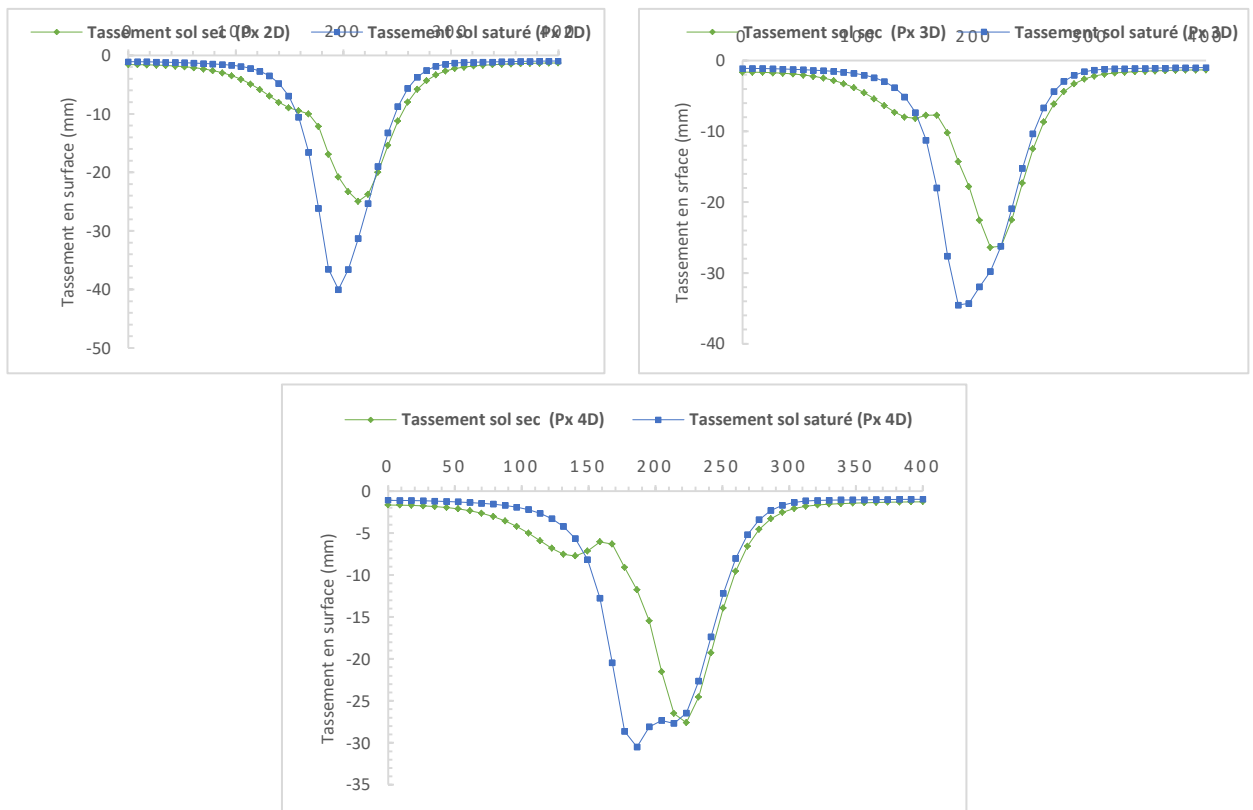


Figure 3.72 Evolution des tassements en présence d'une nappe dans un sol hétérogène (Tunnels inclinés)

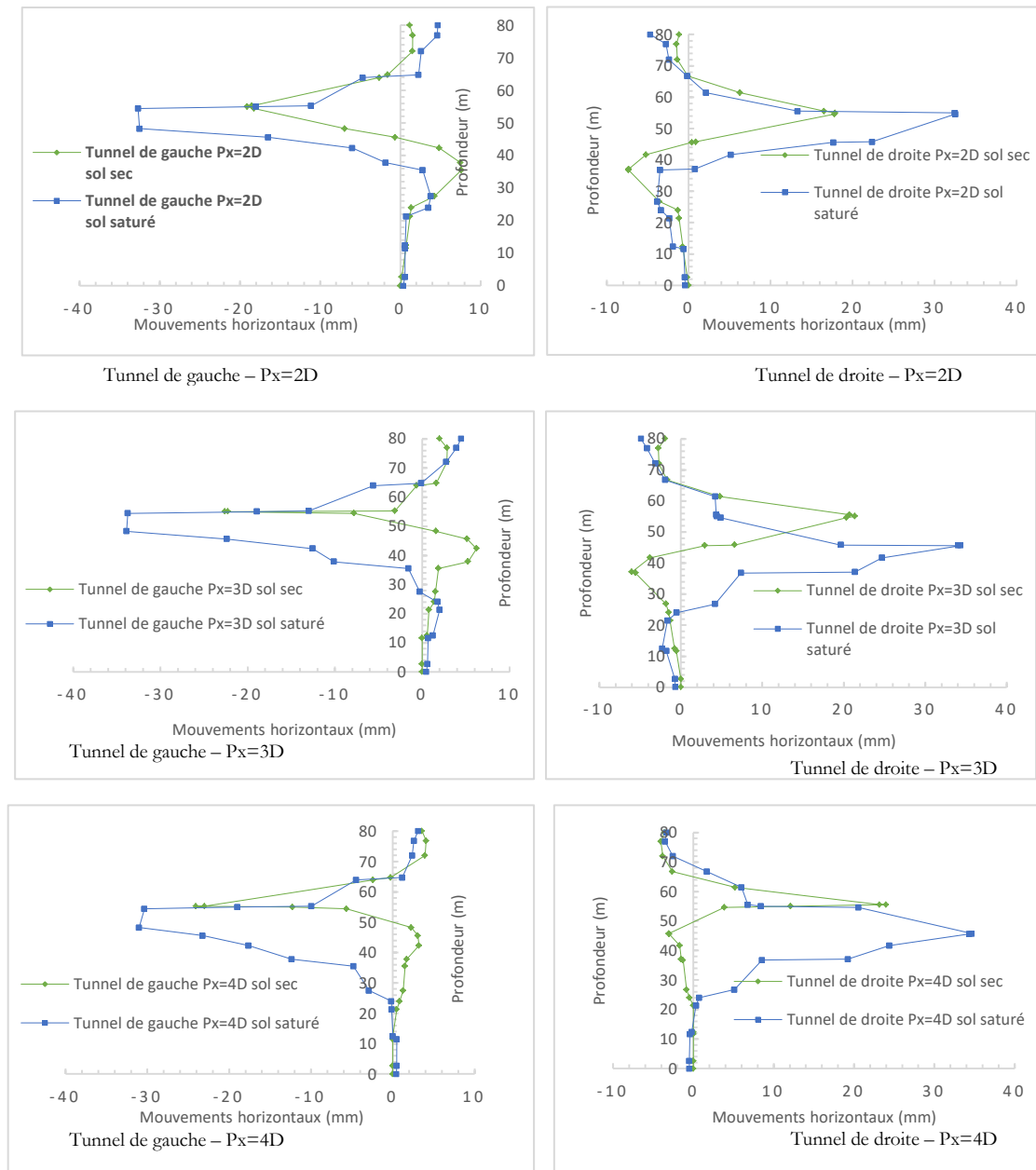
### 3.9.2.2 Mouvements horizontaux

Lors du creusement dans un sol hétérogène, les mouvements horizontaux du terrain résultent de la redistribution des contraintes autour de l'excavation. Dans un sol saturé, la pression interstitielle joue un rôle important, réduisant temporairement la résistance effective et amplifiant les déformations. À l'inverse, dans un sol sec, les déplacements horizontaux sont principalement dictés par la cohésion et la compacité du matériau.

L'hétérogénéité du sol (variations de perméabilité, de densité ou de cohésion) engendre des réponses différenciées, créant des zones de déplacement plus ou moins marquées, ce qui peut compromettre la stabilité locale si ces effets ne sont pas anticipés.

#### a. Tunnels parallèles

La figure (3.73) rassemble les mouvements horizontaux observés lorsque les tunnels sont parallèles, les mouvements horizontaux subissent une croissance avec des amplitudes localisées à de niveaux inférieurs de ceux issus du sol sec.

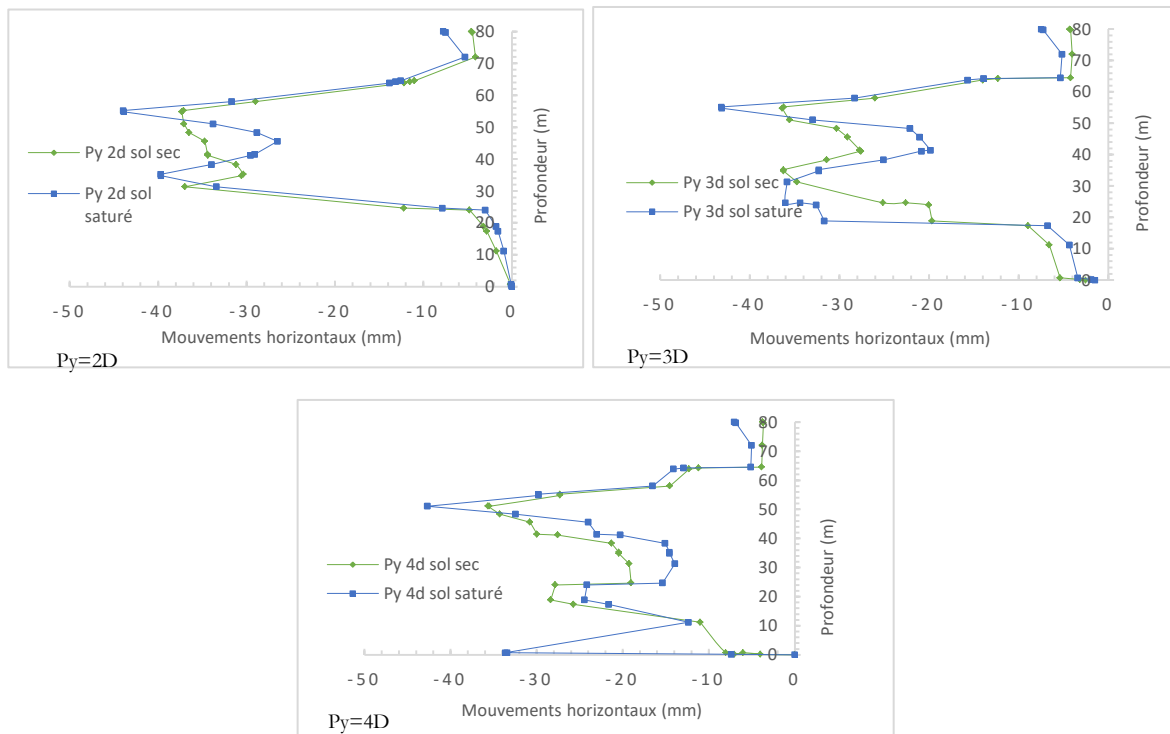


**Figure 3.73** Evolution des mouvements horizontaux en présence d'une nappe dans un sol hétérogène (Tunnels parallèles)

**b. Cas de tunnels superposés**

Le même constat peut être fait pour les tunnels superposés, sauf que la différence des mouvements par rapport aux cas précédents n'est que de quelques millimètres (figure 3.74).

Les mouvements horizontaux au niveau du tunnel supérieur montrent une grande différence entre ceux observés pour un sol sec et saturé tandis qu'au niveau du tunnel inférieur, les mouvements montrent une similitude des amplitudes au niveau des parois tunnel.

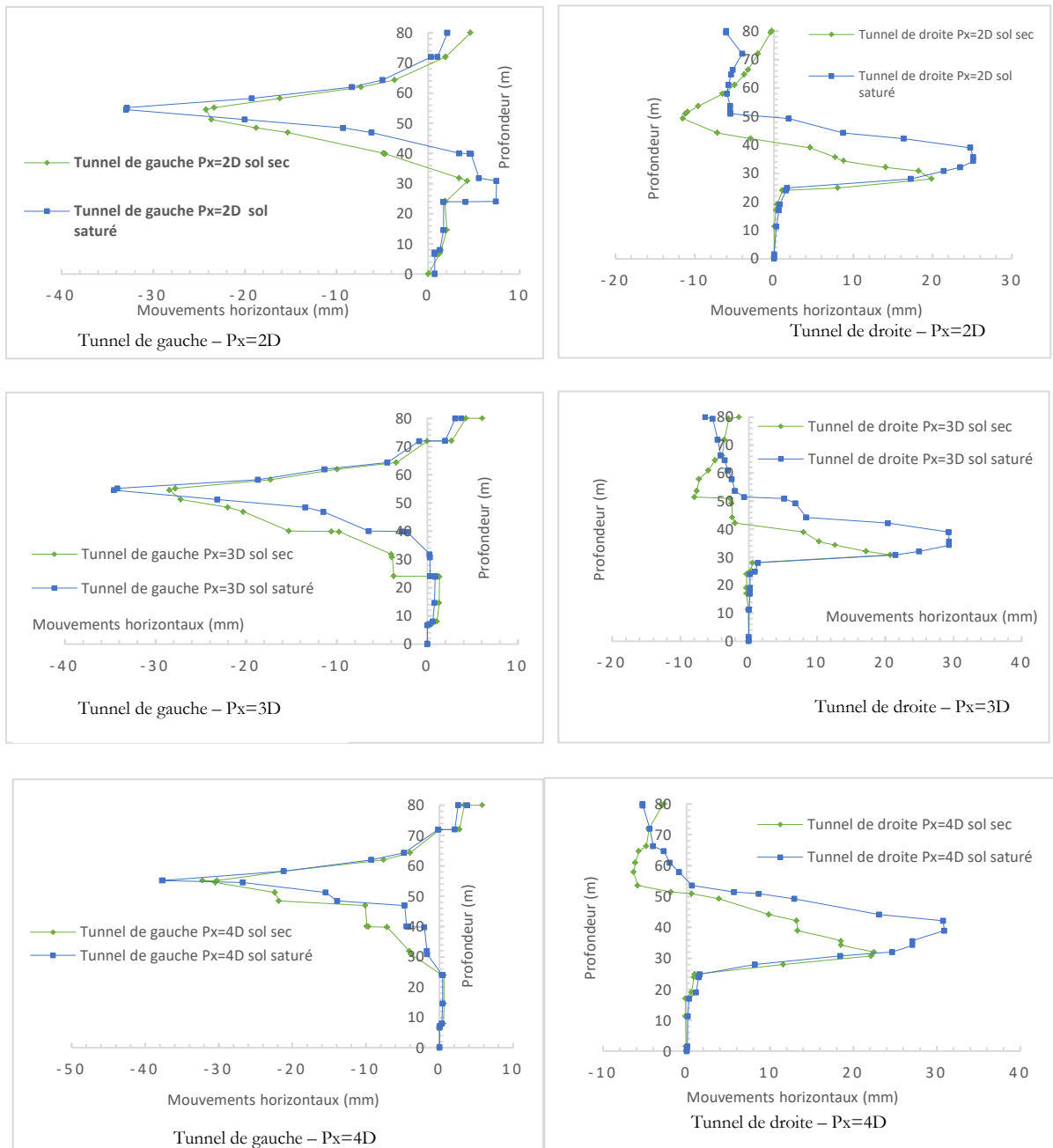


**Figure 3.74** Evolution des mouvements horizontaux en présence d'une nappe dans un sol hétérogène (Tunnels superposés)

**c. Cas de tunnels inclinés**

Pour ce cas, les résultats sont regroupés sur la figure (3.75). Les mouvements sont maximaux au niveau des parois pour les deux conditions avec une supériorité des mouvements engendrés lors du creusement dans un sol saturé.

La différence entre les mouvements au niveau du tunnel inférieur est aux alentours des 8 mm pour tous les espacements, alors que pour le tunnel supérieur, la différence entre les mouvements observés pour les deux conditions diminue avec l'accroissement de l'espacement entre les tunnels.



**Figure 3.75** Evolution des mouvements horizontaux en présence d'une nappe dans un sol hétérogène (Tunnels inclinés)

### 3.10 Impact du niveau de saturation des sols sur les tassements

L'interaction entre les tunnels jumelés et le massif environnant est fortement conditionnée par les paramètres hydrauliques du site. En sols meubles, et plus particulièrement en sol sableux (comme dans notre cas d'étude) la faible cohésion combinée à une perméabilité élevée favorise les infiltrations d'eau et le phénomène d'érosion interne. Ces processus compromettent la stabilité globale du massif, tout en amplifiant les tassements induits par le creusement.

En fonction des conditions hydrogéologiques, plusieurs mécanismes d'instabilité peuvent apparaître : tassements et affaissements en surface susceptibles d'affecter les infrastructures de surface, effondrement du front de taille dû à une perte de confinement, ou encore déformations excessives du revêtement provoquées par une redistribution déséquilibrée des contraintes.

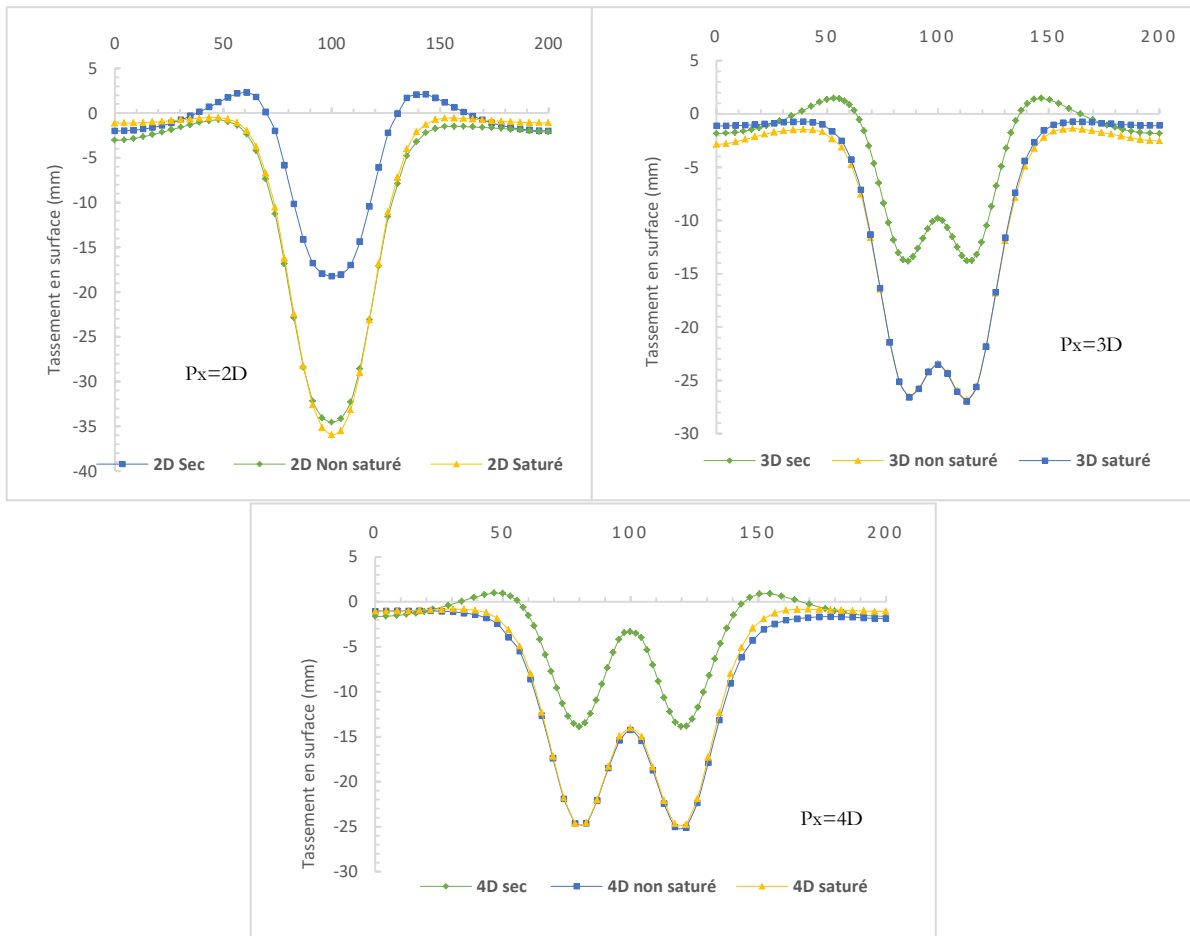
Dans les formations meubles saturées, ces déséquilibres peuvent s'aggraver jusqu'à induire des mécanismes de rupture progressive. Cela souligne la nécessité d'une prise en compte rigoureuse des paramètres géomécaniques et hydrauliques pour anticiper et limiter les risques associés.

Dans cette section, nous proposons d'analyser l'effet du niveau de la nappe sur les réponses du sol au creusement des deux tunnels. L'effet du niveau de la nappe phréatique est un facteur clé, influençant directement le degré de saturation du sol et les risques d'instabilité associés. De plus, la perméabilité du sol joue un rôle majeur dans la migration des eaux souterraines et leur impact sur le tunnel, notamment en ce qui concerne les venues d'eau et les tassements induits.

On étudie ici l'évolution des déformations lorsque la hauteur de la nappe varie : au-dessus, au niveau ou en dessous des tunnels. Cette variation affecte fortement les pressions interstitielles générées et donc le comportement du massif.

#### *a. Tunnels parallèles*

La différence entre les cuvettes des sols saturés et non saturés n'est très importante voir quasi inexistante lorsque la distance séparant les tunnels est supérieure ou égale à trois fois le diamètre (figure 3.76).



**Figure 3.76** Evolution tassements en fonction de la saturation des sols (Tunnels parallèles)

**b. Tunnels superposés**

Les cuvettes présentent une similitude des cuvettes des sols saturés et non saturés pour les différents espacements verticaux comme le montre la figure (3.77).

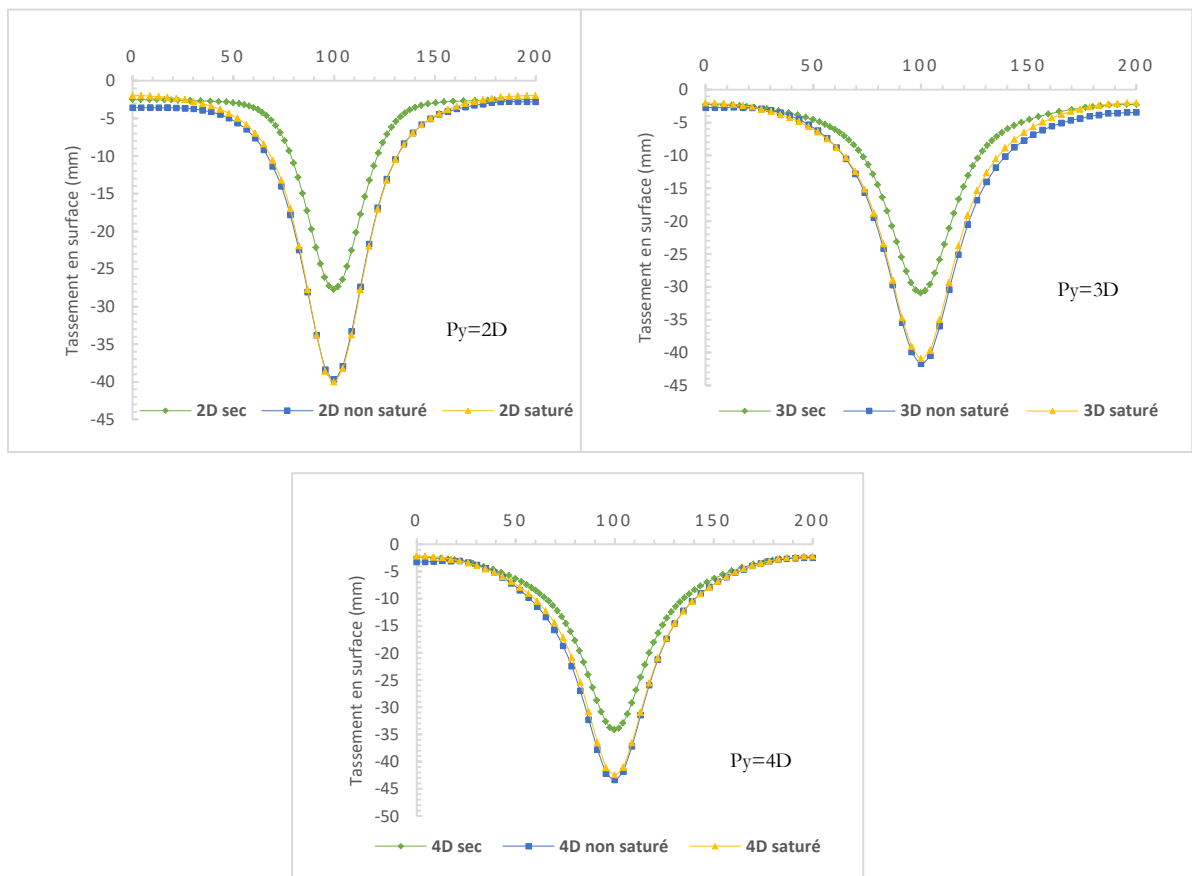


Figure 3.77 Evolution tassements en fonction de la saturation des sols (Tunnels superposés)

**c. Tunnels inclinés**

En observant les cuvettes des tunnels inclinés et même celles des deux autres alignements, la saturation ou la non des sols donne des cuvettes quasi identiques.

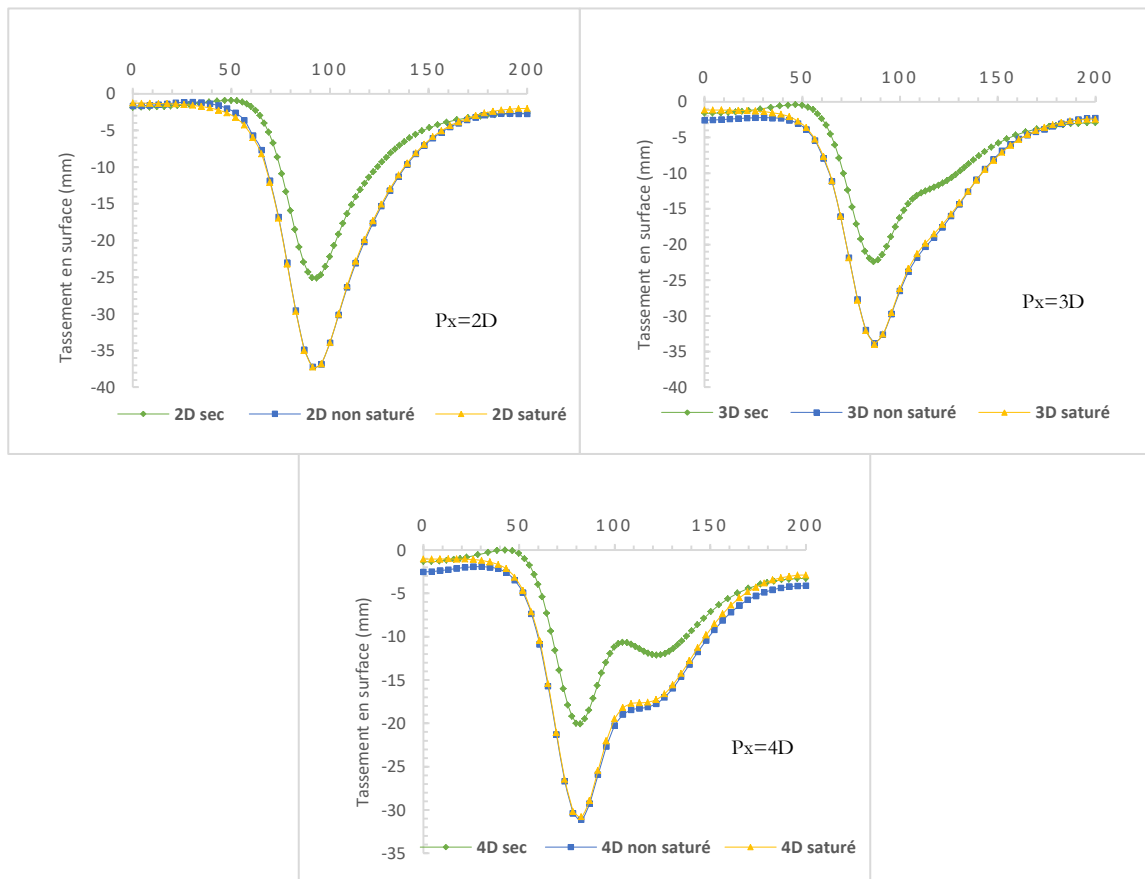


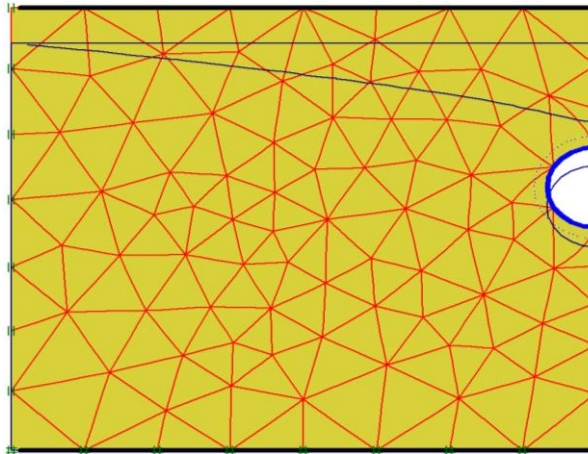
Figure 3.78 Evolution tassements en fonction de la saturation des sols (Tunnels superposés)

### 3.11 Débit d'écoulement autour des tunnels

#### 3.11.1 Cas d'un seul tunnel

En but de voir l'apport en matière d'instabilité hydraulique qu'accompagnera le creusement, nous proposons l'étude de creusement d'un tunnel seul en premier. Le creusement sera effectué dans un massif dont la profondeur est de 25m et une extension latérale de 30m, le diamètre du tunnel sera de 5m à une profondeur de trois fois le diamètre.

Les conditions aux limites (CAL) hydrauliques appliquées furent reprises du modèle de Anagnostou (2011) illustré sur le paragraphe 2.3.2.2 et la figure (2.9) du chapitre 2 qui correspondent à une nappe en surface libre. On ne prend que la moitié du modèle en raison de symétrie, pour le creusement d'un seul tunnel, le profil de rabattement de la nappe est montré sur la figure (3.79).

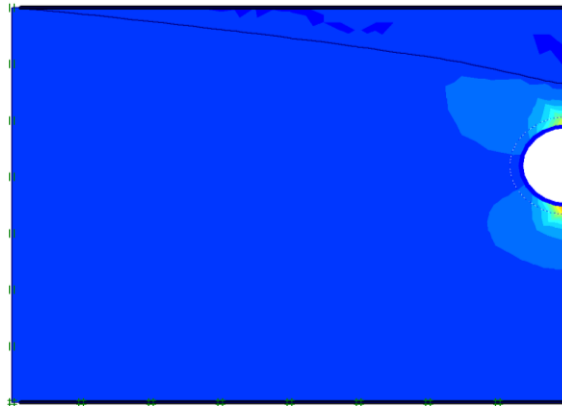


**Figure 3.79** Profil du rabattement de la nappe (sol pulvérulent)

Le débit d'entrée des eaux souterraines vers la zone excavée demeure une problématique assez complexe, du fait que la réponse mécanique du massif à un creusement réside en une modification des contraintes et un relâchement qui donneront naissance au phénomène de tassement. Tandis que pour la réponse hydraulique, les écoulements sont une composante agissante sur les tassements aussi, car les écoulements des eaux font que les vides entre les grains du sol occupés préalablement par l'eau deviennent vides engendrant des tassements supplémentaires.

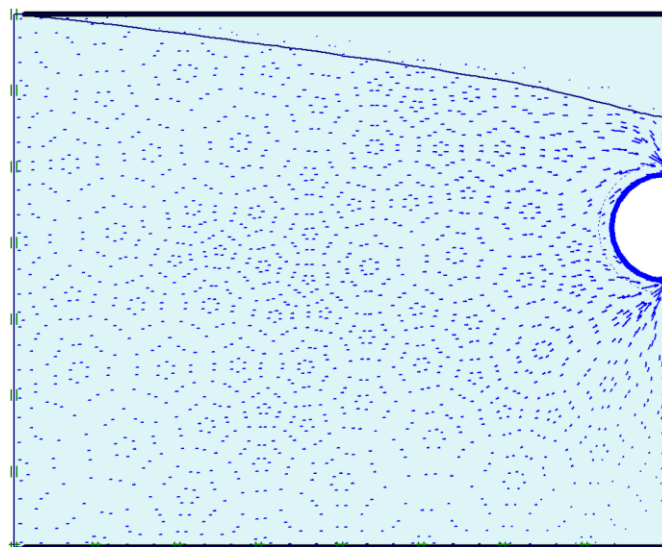
Dans la figure (3.80), nous montrons l'écoulement des eaux souterraines vers la zone excavée, les débits augmentent tout en s'approchant du tunnel ayant pour zone de début d'écoulement significatif à une distance d'une fois et demi le diamètre pour les écoulements vers la clé du tunnel et la valeur du diamètre pour les écoulements vers le radier du tunnel. Le débit d'écoulement vers le tunnel après analyse est estimé à 2000 l/jour.

Nous pouvons conclure au biais de ces résultats que le tunnel joue un rôle de drain et que la nappe subira un rabattement vers la zone excavée d'où la nécessité d'un procédé de drainage des eaux.



**Figure 3.80** Lignes d'écoulement autour des tunnels.

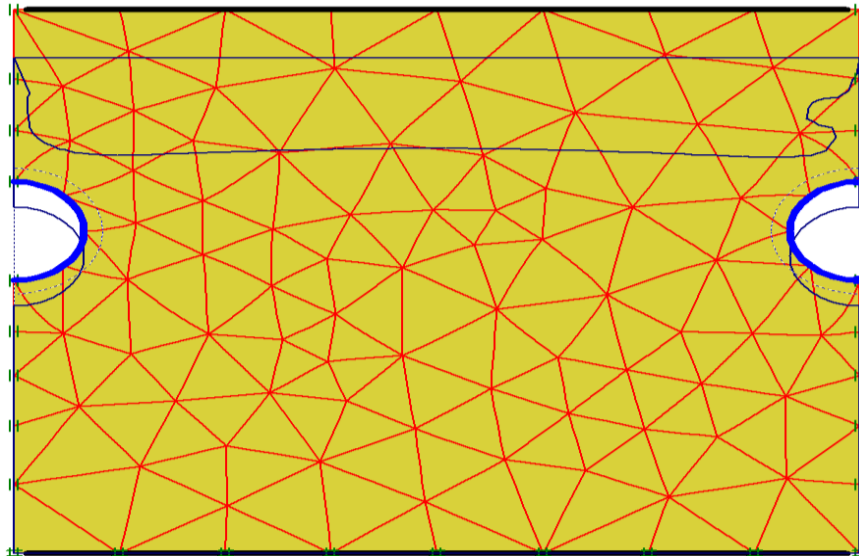
La figure (3.81) montre les écoulements vers une zone excavée dans un sol à faible perméabilité, le rabattement de la nappe se produit toujours vers le sens du tunnel, le débit est estimé à 200 l/jour, ce qui est nettement inférieur à celui tiré du modèle à forte perméabilité. Bien que les écoulements soient moins importants, le radier dans les sols à faible perméabilité est plus sollicité par rapport aux sols pulvérulents.



**Figure 3.81** Ecoulement des eaux dans le cas d'un seul tunnel (sol argileux)

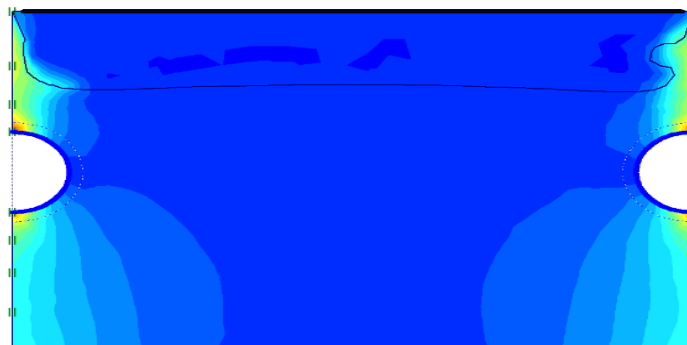
### 3.11.2 Cas de deux tunnels

Le creusement de deux tunnels affecte le massif d'une manière différente sur le plan hydraulique, la figure (3.82) montre le profil de rabattement de la nappe au-dessus des deux tunnels qui a une allure presque symétrique.



**Figure 3.82** Profil de rabattement de la nappe

La figure (3.83) montre les lignes d'écoulements des eaux vers les zones excavées, à titre comparatif avec celles tirées du premier cas, les lignes sont plus larges occupant une zone plus importante du massif.



**Figure3.83** Lignes d'écoulement

Une étude paramétrique visant à évaluer l'impact de la distance entre les deux tunnels sur la réaction hydraulique du sol encaissant a été réalisée. En effet, l'espacement entre les deux excavations influe de manière importante sur l'équilibre hydraulique du massif.

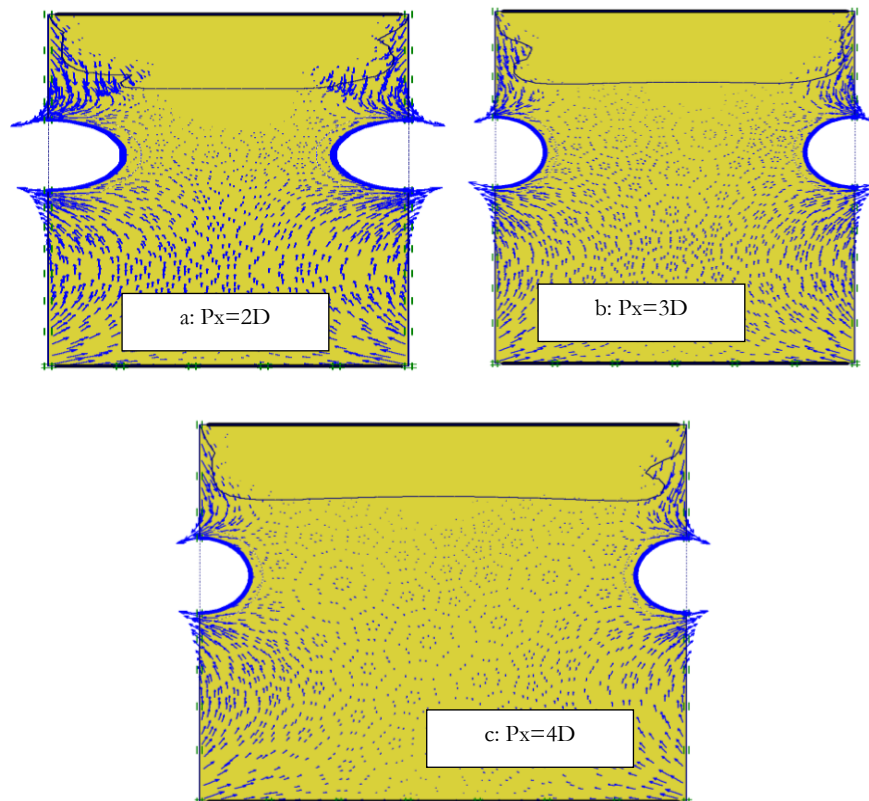
Cette conclusion a été tirée d'après deux observations : le profil de rabattement de la nappe et le débit d'écoulement convergent vers les parois des zones excavées. La figure (3.84) regroupe les profils de rabattement de la nappe pour les quatre cas d'étude.

Le tableau (3.3) regroupe les débits d'écoulement, les résultats mènent à conclure que le facteur distance doit être pris en considération pour les deux aspects : mécanique et hydraulique.

Le profil de rabattement pour une distance de 4 fois le diamètre est quasiment symétrique et les écoulements sont identiques au niveau de la clé supérieure et le radier, tandis que pour des distances de 2 à 3 fois le diamètre, les écoulements sont plus importants et concentrés au niveau de la clé supérieure, ces résultats surent obtenus en utilisant la méthode LVM.

**Tableau 3.3** Débits d'écoulement en fonction de l'espacement entre les tunnels

Distance entre les tunnels	Débit d'écoulement vers la zone excavée
2D	1520 l/jour
3D	1510 l /jour
4D	1420 l /jour



**Figure 3.84** Profil de rabattement de la nappe et les lignes d'écoulement

En ce qui suit, nous avons opté pour une modélisation moyennant la Méthode MCC pour une longueur non soutenue de 1.5m ce qui a permis d'obtenir un taux de déconfinement égale à 0,5725.

La méthode convergence confinement dégage des débits, légèrement inférieurs à ceux obtenus après utilisation de la méthode de perte du volume, les résultats sont regroupés dans le tableau (3.4).

**Tableau 3.4** Débits d'écoulement (Méthode Convergence Confinement)

Distance entre les tunnels	Débit d'écoulement vers la zone excavée
2D	1480 l /jour
3D	1460 l /jour
4D	1410 l /jour

Des calculs empiriques ont été effectués, une comparaison en vue de renforcer nos résultats est réalisée. Les débits seront calculés à partir des formules des auteurs récapitulées dans le tableau (3.5).

Les calculs empiriques et numériques correspondent à un creusement de deux tunnels peu profonds, le diamètre des tunnels est de 6m, la nappe phréatique se situe au-dessus des deux tunnels d'une distance de 20m. La modélisation s'est faite de manière identique aux travaux illustrés dans les paragraphes précédents.

**Tableau 3.5** Comparaison entre les résultats numériques et analytiques

Auteurs	Débit en (l/jour)
Goodman (1965)	1120
Lee (1999)	1150
Karlsurd (2001)	1170
Eltani (1999-2003)	1050
Lombardi (2002)	1220
Calcul éléments finis (L.V.M)	1310
Calcul éléments finis (M.C.C)	1220

### 3.12 Conclusion

Ce chapitre a présenté une série d'études numériques visant à analyser les effets du creusement de tunnels jumelés sur le massif environnant, en mobilisant des modélisations en configurations bidimensionnelle et tridimensionnelle. Deux approches ont été comparées : la méthode du volume perdu (LVM) et la méthode convergence-confinement (MCC) avec différents taux de déconfinement, appliquées aussi bien à des milieux homogènes qu'hétérogènes.

L'un des principaux enseignements concerne l'influence déterminante de la distance entre les tunnels. Pour un espacement réduit à deux diamètres (2D), les cuvettes de tassement en

surface se superposent, formant un profil gaussien unique associé à un tassement maximal significatif. Ce chevauchement amplifie les déformations transmises au sol et, potentiellement, aux structures de surface.

La variation du taux de déconfinement a montré une influence notable sur l'amplitude des tassements, les simulations indiquant systématiquement des tassements plus importants avec la méthode MCC, en raison de sa capacité à intégrer les effets non linéaires du comportement du sol.

L'introduction d'une structure en surface a révélé une interaction complexe entre le massif, les tunnels et l'ouvrage. L'augmentation de la distance entre tunnels et structure permet de réduire sensiblement les déformations transmises à cette dernière, ce qui est crucial en milieu urbain dense.

Du point de vue hydraulique, les modélisations ont confirmé les observations théoriques de la littérature : les lignes d'écoulement se concentrent au niveau de la clé supérieure et du radier des tunnels, avec des débits d'infiltration variables selon la perméabilité du sol et les conditions de drainage. La présence d'une nappe phréatique induit une augmentation notable des tassements, et une réduction de l'espacement entre tunnels intensifie les écoulements interstitiels.

Enfin, les résultats numériques obtenus par la méthode convergence-confinement se sont révélés cohérents avec les prédictions analytiques, validant la robustesse de cette approche dans le cadre de projets souterrains complexes.

L'ensemble de ces résultats contribue à une meilleure compréhension des interactions sol-tunnel-structure, en particulier dans un contexte urbain où les contraintes géotechniques et hydrauliques sont particulièrement fortes.

## CONCLUSION GENERALE

Le travail de recherche mené dans le cadre de cette thèse visait à contribuer à l'étude et à la prédiction des mouvements de sol induits par le creusement de tunnels jumelés. Il s'est articulé autour d'une revue bibliographique et théorique approfondie de la phénoménologie associée à ces ouvrages, en abordant les réponses du sol sous les angles mécanique et hydraulique, notamment l'analyse des tassements en surface, des déplacements horizontaux et des écoulements d'eau autour des zones excavées.

La partie bibliographique, développée en deux chapitres, a permis de dresser l'état de l'art et de synthétiser les travaux existants relatifs au creusement de tunnels simples et en configuration jumelée. Elle a mis en lumière les spécificités du comportement des sols : variation des contraintes, déformations et mouvements susceptibles d'engendrer l'apparition d'un critère de rupture, dont la propagation jusqu'à la surface se traduit par des tassements en surface. L'analyse de la littérature existante a mis en évidence les limites des approches empiriques et analytiques classiques, souvent fondées sur des hypothèses géométriques et géotechniques simplifiées. Bien que ces méthodes aient prouvé leur efficacité dans les phases préliminaires des projets, elles deviennent rapidement insuffisantes lorsqu'il s'agit de caractériser avec précision l'interaction sol-structure, en particulier dans des environnements hétérogènes ou soumis à des contraintes hydrauliques importantes. Ces approches ne permettent pas de rendre compte de la complexité des phénomènes induits par le creusement de tunnels, tels que l'évolution des déplacements, des tassements et des écoulements souterrains. Cela souligne la nécessité de recourir à des outils de simulation numérique plus avancés, capables de modéliser de manière réaliste et représentative le comportement du sol et des structures environnantes dans des conditions complexes.

Sur le plan hydraulique, la revue a permis de cerner les problématiques liées à la présence d'eau dans les sols, depuis les conditions de quasi-saturation jusqu'aux aquifères sous-jacents. L'interaction entre la perméabilité des sols meubles et les écoulements générés par les excavations constitue un facteur déterminant d'instabilité. Les variations des pressions interstitielles, accompagnées d'un rabattement de la nappe phréatique, influencent directement la réponse mécanique du massif. Le recours aux méthodes par éléments finis s'est révélé pertinent pour estimer les débits en régimes permanent et transitoire, tout en tenant compte de l'anisotropie naturelle des milieux poreux.

Dans sa dimension originale, cette thèse a proposé une large série d'analyses numériques portant sur la réponse de sols homogènes et hétérogènes à l'excavation simultanée de deux tunnels jumelés. La distance inter-axes entre tunnels a été identifiée comme un paramètre clé, tant sur le plan mécanique qu'hydraulique.

Les résultats ont fourni des bases solides pour l'analyse et la conception des ouvrages souterrains. Ils ont mis en évidence que, pour une distance équivalente à deux fois le diamètre du tunnel (2D), des interactions notables entre les zones d'influence apparaissent, tandis qu'un espacement plus important induit un comportement plus indépendant des deux tunnels.

Par ailleurs, le choix de la méthode d'approche pour modéliser les tassements s'est révélé crucial. Les résultats montrent que la méthode du volume perdu (LVM) génère des tassements généralement inférieurs à ceux obtenus par la méthode de convergence-confinement (MCC), et ce pour différents taux de déconfinement. Toutefois, une certaine convergence des résultats est observée lorsque le volume perdu est fixé à 2 % et que le taux de déconfinement atteint 45%, ce qui permet de dégager une condition représentative du comportement réel du sol. En ce sens, la modélisation tridimensionnelle s'est avérée la plus proche de la réalité, corroborant les résultats issus des méthodes analytiques susmentionnées dans cette configuration particulière.

De même, il ressort de cette étude que la position relative des tunnels par rapport aux structures en surface joue un rôle fondamental. En effet, lorsqu'une structure est située entre deux tunnels ou au-dessus de l'un d'eux, les tassements induits peuvent devenir significatifs, voire préjudiciables pour l'intégrité des ouvrages. Il apparaît donc judicieux, d'un point de vue géotechnique et préventif, d'adopter des tracés de tunnels excentrés par rapport aux structures sensibles en surface dans la mesure du possible.

L'étude de l'alignement des tunnels a également mis en lumière des résultats significatifs. Il a été démontré que les tunnels superposés induisent des tassements plus importants que ceux observés dans les cas de tunnels parallèles ou inclinés. L'alignement parallèle, en particulier, s'est révélé être la configuration la plus favorable, tant en termes de réduction des tassements que de faisabilité technique.

Quant à l'étude de l'effet hydraulique, l'étude a révélé une sensibilité dégagee des sols à la présence d'eau, se traduisant par des déformations plus importantes. Cette sensibilité s'explique par la réduction des contraintes effectives autour des tunnels, induite par

l'augmentation des pressions interstitielles. Lorsque la nappe phréatique se situe au-dessus des tunnels, la zone d'influence du creusement s'étend, générant une courbe de tassement plus large.

Les analyses ont également mis en évidence l'influence de l'espacement entre les tunnels sur les débits d'écoulement. Il a été constaté qu'un espacement réduit entre les tunnels induit une augmentation significative des débits d'infiltration vers les zones excavées. Cette augmentation s'explique par une concentration des gradients hydrauliques dans la zone d'interaction, favorisant ainsi des écoulements plus intenses. À l'inverse, lorsque l'espacement entre les tunnels est plus important, cette interaction hydraulique diminue, ce qui se traduit par une réduction des débits d'écoulement. Cette analyse paramétrique met en évidence que les propriétés hydrauliques du sol ne peuvent pas être négligées dans la prédiction des déformations associées au creusement de tunnels jumelés.

Enfin, ce travail ouvre plusieurs perspectives de recherche pour enrichir la modélisation et l'interprétation des interactions sol-structure-eau dans le domaine des ouvrages souterrains :

- Comportement à long terme : Étudier les effets différés (consolidation, fluage) sur la durabilité hydromécanique des tunnels.
- Effets dynamiques et cycliques : Analyser la réponse du sol en contexte sismique ou soumis à des charges variables (tunneliers, trafic...).
- Outils d'aide à la décision : Concevoir des plateformes interactives de modélisation et visualisation 3D pour optimiser les choix en phase de conception.
- Apport de l'intelligence artificielle : Utiliser l'IA pour la prédiction des déplacements, la calibration des modèles et le suivi des anomalies.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Addenbrooke, T.I., 1996. Numerical analysis of tunnelling in stiff clay. PhD Thesis. Imperial College, London, UK.
2. Addenbrooke, T.I., Potts, D.M., 1996. Twin tunnel construction - Ground movements and lining behaviour. In: Mair, R.J., Taylor, R.N. (Eds.) Proc. Int. Symposium on Geotechnical aspects of Underground Construction in Soft Ground. London, Balkema, pp. 441–446.
3. Addenbrooke, T.I., Potts, D.M., Puzrin, A., 1997. The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Geotechnique* 47 (3), 639–712.
4. Addenbrooke, T.I., Potts, D.M., 2001. Twin tunnel interaction: surface and subsurface effects. *Int. J. Geomech.* 1 (2), 249–271.
5. Ads, Abdelaziz, Iskander, Magued, Nazir, Ashraf, 2020. 3D Ground movements due to tunnel face collapse. In: *Geo-Congress 2020: Engineering, Monitoring, and Management of Geotechnical Infrastructure*, ASCE, pp. 309–319. <https://doi.org/10.1061/9780784482797.030>.
6. Afifipour, M., Sharifzadeh, M., Shahriar, K., Jamshidi, H., 2011. Interaction of twin tunnels and shallow foundation at Zand underpass, Shiraz metro, Iran. *Tunnell. Undergr. Space Technol.* 26 (2), 356–363.
7. Ahmed, M., Iskander, M., 2010. Analysis of tunneling-induced ground movements using transparent soil models. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 137 (5), 525–535.
8. Ahmed, M., Iskander, M., 2012. Evaluation of tunnel face stability by transparent soil models. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 27 (1), 101–110.
9. Anagnostou G. (2002). Urban tunneling in water bearing ground –Common problems and soil-mechanical analysis methods. Proc. 2nd Int. Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering.
10. Anagnostou G., Kovári K (1994). Stability Analysis for tunnelling with Slurry and EPB shields. *Mir 94, Gallerie in condizioni difficili*. Torino, 29 Novembre-1 December, 1994.
11. Anagnostou G., Kovári K (1994). The Face Stability of Slurry-shield-driven Tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 9, No. 2, pp. 165-174.
12. Anagnostou G., Kovári K. (1996). Face Stability Conditions with Earth Pressure Balanced Shields. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 11, No. 2, 165-173.
13. Anagnostou G., Kovári K. (1997). Face stabilization in closed shield tunnelling. *Rapid Excavation and Tunnel Construction*, Las Vegas.
14. Anagnostou, G. (2008). The Effect of Tunnel Advance Rate on the Surface Settlements. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Aeromechanics (IACMAG). Goa, India
15. Anagnostou, G., and Kovari, K. (1996b). Face stability in slurry and EPD shield tunnelling, *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, edited par Mair et Taylor, 1996, Balkema, Rotterdam, pp. 453-458.
16. Atkinson JH, Mair RJ. Loads on leaking and watertight tunnel linings, sewers and buried pipes due to groundwater. *Geotechnique* 1983;33:341–4.
17. Attewell, P.B., Boden, J.B., 1971. Development of stability ratios for tunnels driven in clay. *Tunnels Tunnell.* 3 (3), 195–198. Attewell, P.B., Farmer, I.W., 1974a. Ground deformations resulting from shield tunnelling in London Clay. *Can. Geotech. J.* 11 (3), 380–395.
18. Attewell, P.B., Farmer, I.W., 1974b. Ground disturbance caused by shield tunnelling in stiff over-consolidated clay. *Eng. Geol.* 8 (4), 361–381.
19. Attewell, P.B., Farmer, I.W., 1975. Ground settlement above shield driven tunnels in clay. *Tunnels Tunnell.* 7 (1), 58–62.
20. Attewell, P.B., 1977. Ground movements caused by tunnelling in soil. In: Geddes, J.D. (Ed.), Proc. Int. Conf. on Large movements and Structures, Pentech Press, London, pp. 812–948.
21. Attewell, P.B., Glossop, N.H., Farmer, I.W., 1978. Ground deformations caused by tunnelling in a silty alluvial clay. *Ground Eng.* 11 (8), 32–41.
22. Attewell, P.B., Yeates, J., Selby, A.R., 1986. *Soil Movements Induced by Tunnelling and their Effects on Pipelines and Structures*. Glasgow, Blackie.

23. Atwa M. (1996). Calcul des tassements de consolidation engendrés par le creusement de tunnels dans des argiles. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 475p.
24. Atwa M., Leca E., Rat M., Humbert P. (1994), Analyse des écoulements hydrauliques vers les tunnels en régime transitoire, Bull, de Liaison LPC, n° 189, pp. 21-34.
25. Atwa M., Magnan, J. P., Leca, E. (2001). Analyse de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile. Laboratoire centrale des ponts et chaussées. Paris.
26. Bartlett, J.V., Bubbers, B.L., 1970. Surface movements caused by bored tunnelling. In: Proc. Conf. Subway Construction, Budapest-Balatonfured, pp. 513–539.
27. Aicha, B., Mezhoud, S. Numerical Modelling of the Behavior of Tunnel in Soft Surrounding Rock: A Case Study of Djebel El-Ouahch Tunnel, Algeria. *Geotech Geol Eng* **39**, 5505–5516 (2021). <https://doi.org/10.1007/s10706-021-01841-9>
28. Bernat s. (1996), Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble. Qualification sur chantier expérimental. Thèse de doctorat, Ecole Nationale de Lyon.
29. Berthoz, N., Branque, D., & Subrin, D. (2020). Déplacements induits par les tunneliers : rétro-analyse de chantiers en milieu urbain sur la base de calculs éléments finis en section courante. *Revue Française de Géotechnique*, (164), 1.geotechnique-journal.org
30. K.H. Bowers D.M. Hiller B.M. New Ground movement over three years at the Heathrow Express Trial Tunnel T. Netherlands International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground 1996 Rotterdam 647 652.
31. Butscher, C. (2012). Steady-state groundwater inflow into a circular tunnel *Tunnelling and Underground Space Technology* 32 (2012) 158–167.
32. Channabasavaraj, W., Visvanath, B., 2013. Influence of relative position of the tunnels: A Numerical study on twin tunnels. 7th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering.
33. Chapman, D.N., Rogers, C.D.F., Hunt, D.V.L., 2002. Prediction of Settlement above closely spaced multiple tunnel constructions in soft ground. In: *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground: Proceedings of the Third International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. (IS-Toulouse 2002)*, pp. 299–304.
34. Chapman, D.N., Rogers, C.D.F., Hunt, D.V.L., 2003. Investigating the settlement above closely spaced multiple tunnel constructions in soft ground. In: *Proc. of World Tunnel Congress 2003, Amsterdam*, vol. 2, pp. 629–635.
35. Chapman, D.N., Ahn, S.K., Hunt, D.V.L., Chan, A.H.C., 2006. The use of model tests to investigate the ground displacements associated with multiple tunnel construction in soil. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 21 (3–4), 413.
36. Chapman, D.N., Ahn, S.K., Hunt, D.V.L., 2007. Investigating ground movements caused by the construction of multiple tunnels in soft ground using laboratory model tests. *Can. Geotech. J.* 44 (6), 631–643.
37. Chehade, F.H., Shahrou, I., 2008. Numerical analysis of the interaction between twin-tunnels: Influence of the relative position and construction procedure. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 23 (2), 210–214.
38. Chen, L., Huang, H.W., Wang, R.L., 2006. Analysis of the observed longitudinal settlement of a tunnel caused by an adjacent shield tunnelling on top. *China Civ. Eng. J.* 39 (6), 83–87.
39. Chen, S.L., Lee, S.C., Gui, M.W., 2009. Effects of rock pillar width on the excavation behavior of parallel tunnels. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 24 (2), 148–154.
40. Chen, R.P., Zhu, J., Liu, W., Tang, X.W., 2011. Ground movement induced by parallel EPB tunnels in silty soils. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 26 (1), 163–171.
41. Chen, S.L., Gui, M.W., Yang, M.C., 2012. Applicability of the principle of superposition in estimating ground surface settlement of twin- and quadruple-tube tunnels. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 28, 135–149.
42. Chisyaki T (1984). A study of confined flow of ground water through atunnel. *Ground Water* 22(2):162–167.
43. Choi, J.I., Lee, S.W., 2010. Influence of existing tunnel on mechanical behaviour of new tunnel. *KSCE J. Civ. Eng.* 14 (5), 773–783.
44. Chu, B.L., Hsu, S.C., Chang, Y.L., Lin, Y.S., 2007. Mechanical behavior of a twin-tunnel in multi-layered formations. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 22 (3), 351–362.

45. Clough, G. W., Shirasuna, T., Finn, R. J. (1985), Finite element analysis of advanced shield tunneling, *Sème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Nagoya, Vol. 2*, pp. 1167-1174.
46. Cooper, M.L., Chapman, D.N., 1998. Movement of the Piccadilly line tunnels caused by the new Heathrow express tunnels. In: *Proc. of the World Tunnel Congress '98 on Tunnels and Metropolises, Sao Paulo, Brazil, Balkema*, pp. 249–254.
47. Cooper, M.L., Chapman, D.N., Rogers, C.D.F., Chan, A.H.C., 2000. Movements of existing tunnels due to the enlargement of Northern Line tunnels near Old Street Station. In: *AITES-ITA 2000 World Tunnel Congress, South African Institute of Mining and Metallurgy, Durban*, pp. 101–107.
48. Cooper, M.L., Chapman, D.N., Rogers, C.D.F., Chan, A.H.C., 2002b. Movements in the Piccadilly Line tunnels due to the Heathrow Express construction. *Geotechnique* 52 (4), 243–257.
49. Cording, E.J., Hansmire, W.H., 1975. Displacement around soft ground tunnels. In: *Proc. 5th Pan-Am Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., Buenos Aires, vol. 4*, pp. 571–633.
50. Cording, E.J., 1991. Control of ground movements around a tunnel. General report. In: *Proc. 9th Pan-Am Conf. on Soil Mechanics and Found. Engng., Chile*.
51. Cooper, M.L., Chapman, D.N., Rogers, C.D.F., Hansmire, W., 2002a. Prediction of settlement in existing tunnel caused by the second of twin tunnels. *Transp. Res. Record J. Transp. Res. Board* 1814 (1), 103–111. <https://doi.org/10.3141/1814-12>.
52. Cording, E.J., O'Rourke, T.D., Boscardin, M., 1978. Ground movements and damage to structures. *International Conference Evaluation and Prediction of Subsidence, Pensacola Beach, Florida* 516–537.
53. Cording, E.J., Son, M., Laefer, D., Long, J., Ghahreman, B., 2008. Examples of building response to excavation and tunneling. *Jornada Técnica, Movimientos de Edificios*
54. Divall, S., Goodey, R.J., Taylor, R.N., 2012. Ground movements generated by sequential twin-tunnelling in over-consolidated clay. *Conference Proceedings Eurofuge 2012*.
55. Divall, S., 2013. *Ground Movements Associated with Twin-tunnel Construction in Clay*. PhD thesis. City University London, London, UK.
56. Divall, S., Goodey, R.J., 2015. Twin-tunnelling-induced ground movements in clay. *Proc. Inst. Civil Eng.: Geotech. Eng.* 168 (3), 247–256.
57. Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P., Djeran-Maigre, I., 2014a. 2D numerical investigations of twin tunnel interaction. *Geomech. Eng.* 6 (3), 263–275. Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P., Djeran-Maigre, I., 2014b. Three-dimensional numerical simulation of a mechanized twin tunnels in soft ground. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 42, 40–51.
58. Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P., 2014c. Three-dimensional numerical simulation of mechanized twin stacked tunnels in soft soil. *J. Zhejiang Univ. – Sci. A: Appl. Phys. Eng.* 15 (11), 896–913.
59. Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P., 2015. 3D Numerical investigation of mechanized twin tunnels in soft ground- influence of lagging distance between two tunnel faces. *Eng. Struct.* 109, 117–125.
60. Dolzhenko, N. (2002). *Etudes expérimentale et numériques de modèle rendu bidimensionnel du creusement d'un tunnel. Développement d'une loi de comportement spécifique*. In : *Thèse de doctorat : INSA de Lyon. France*.
61. Eden, W.J., Bozozuk, M., 1969. Earth pressures on Ottawa outfall sewer tunnel. *Can. Geotech. J.* 6 (17), 17–32.
62. El Houari N., Allal M. A. (2012). « *Modélisation Numérique de la Réponse Mécanique Autour des tunnels* by Nesrine El Houari Paperback, 188 Pages, Published 2012. ISBN-13:978-3-8381-8498-2, ISBN:3-8381-8498-.[http://www.isbns.net/author/Nesrine\\_EL\\_Houari](http://www.isbns.net/author/Nesrine_EL_Houari).
63. El Houari N., Allal M. A. “Numerical study of the settlement caused by the tunneling in the presence of the flow” *Arabian Tunnelling Conference & Exhibition 10-11 December 2013 Dubai United Arab Emirates*.
64. El Houari N., Allal M. A., (2014). « *The Settlement of Soft Soil Caused by Tunneling in Presence of Flow*. *Electronic Journal Geotechnical Engineering (EJGE)*. Vol. 19 (2014), Bund. Z.
65. El Houari N. (2015). *Contribution à l'étude mécanique et hydraulique des tunnels en configuration tridimensionnelle*. Thèse de doctorat, Université de Tlemcen. Algérie.
66. El Houari N., Allal M. A. (2018). *Analysis of soft ground tunnelling when using tunnel boring machine shield*. *The Tenth International Conference on Engineering Computational Technology 4-6 September 2018*. Sitges, Barcelona, Spain.
67. El Houari N. (2023). 3D simulation of tunnel excavation in soft soil. *Journal of science, technology and engineering research Bilim, Teknoloji ve Mühendislik Araştırmaları Dergisi*, (2023) - 4(1): 67-77. ISSN : 2717-8404 <https://dergipark.org.tr/en/pub/jster>.

68. El Houari N., (2024). Effect of the use of fibers on the reinforcement of tunnel lining. "4. Bilsel International Efes Scientific Researches and Innovation Congress" 27-28 / July, 2024-Izmir/Türkiye.
69. El Tani M. (2001). Surface displacements due to pressure modifications induced by tunnels. *Modern tunnelling science and technology, IS-Kyoto 2001*, 83-88. Balkema/Swets and Zeitlinger.
70. El Tani M. (2003). Circular tunnel in a semi-infinite aquifer. *Tunnelling Underground Space Technology*. 18 (1), 49–55.
71. El Tani M., (2010). Helmholtz evolution of a semi-infinite aquifer drained by a circular tunnel. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 25, 54–62.
72. Ercelebi, S.G., Copour, H., Ocak, I., 2011. Surface settlement predictions for Istanbul metro tunnels excavated by EPB–TBM. *Springer Environ. Earth. Sci.* 62, 357–365.
73. Erdem, S., Solak, T., 2005. *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*. Taylor & Francis Group, London.
74. Fang, Y.S., Lin, J.S., Su, C.S., 1994. An estimation of ground settlement due to shield tunneling by the Peck-Fujita method. *Can. Geotech. J.* 31, 431–443.
75. Fang, Q., Zhang, D., Li, Q., Wong, L., 2015. Effects of twin tunnels construction beneath existing shield-driven twin tunnels. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 45, 128–137.
76. Fang, Q., Tai, Q.M., Zhang, D.L., 2016. Ground surface settlements due to construction of closely spaced twin tunnels with different geometric arrangements. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 51, 144–151.
77. François Métivier. *Hydrogéologie L3. Licence. France. 2024*, pp.116. cel-01877908v10
78. Fujita, K., 1989. Special Lecture B: Underground construction, tunnel, underground transportation. In: *Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Engng., Rio de Janeiro*, vol. 4, pp. 2159–2176.
79. Galli, G., Grimaldi, A., Leonardi, A., 2004. Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining. *Comput. Geotech.* 31 (3), 171–183.
80. Gattinoni P, Scesi L. The groundwater rise in the urban area of Milan (Italy) and its interactions with underground structures and infrastructures. *Tunn Undergrn Space Technol* 2017;62:103–14.
81. Gao C-L, Zhou Z-Q, Yang W-M, Lin C-J, Li L-P, Wang J. Model test and numerical simulation research of water leakage in operating tunnels passing through intersecting faults. *Tunn Undergr Space Technol* 2019;94:103134.
82. Ghaboussi, J., Ranken, R.E., 1977. Interaction between two parallel tunnels. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 1, 75–103.
83. He, C., Feng, K., Fang, Y., Jiang, Y.C., 2012. Surface settlement caused by twin-parallel shield tunnelling in sandy cobble strata. *J. Zhejiang Univ.-SCIENCE A (Appl. Phys. Eng.)* 13 (11), 858–869.
84. Hefny, A.M., Chua, H.C., Jhao, J., 2004. Parametric studies on the interaction between Existing and new bored tunnels. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 19 (4–5), 471.
85. Hemerrijckx e. Et weidener d. (1995), "Some subsidence experiences with hydroshields", *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, No. 128, pp. 102-111.
86. Chia Yu Huat, Danial Jahed Armaghani, Sai Hin Lai, Hossein Motaghedi, Panagiotis G. Asteris, Pouyan Fakharian, Analyzing surface settlement factors in single and twin tunnels: A review study, *Journal of Engineering Research*, 2024.
87. Hunt, D.V.L., 2005. Predicting the ground movements above twin tunnels constructed in London Clay. PhD Thesis. University of Birmingham, UK.
88. Md Shariful Islam, Magued Iskander, Twin tunnelling induced ground settlements: A review, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 110, 2021.
89. Soukaïna El Jirari. Modélisation numérique du processus de creusement pressurisé des tunnels. *Géotechnique. Université de Lyon*, 2021. Français. NNT : 2021LYSET002.
90. Kaçar O. (2007). 3d finite element modelling of surface excavation and loading over existing tunnels. Thesis (PhD). Middle east technical university. Graduate school of natural and applied sciences.
91. Karlsrud K. (2001). Control of water leakage when tunneling under urban areas in the Oslo Region. *Norwegian Tunneling Society Publication* 12, 27-33.
92. Kim K-H, Park N-H, Kim H-J, Shin J-H. Modelling of hydraulic deterioration of geotextile filter in tunnel drainage system. *Geotext Geomembr* 2020;48:210–9.
93. Kolymbas D., Wagner P. (2007). Groundwater ingress to tunnels – the exact analytical solution. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 22 (1), 23–27.

94. Koungeles, D.K., Augarde, C.E., 2004. Interaction between multiple tunnels in soft ground. In: *Developments in Mechanics of Structures & Materials: Proceedings of the 18th Australasian Conference on the Mechanics of Structure and Materials*, Perth, Australia, vol. 2, pp. 1031–1036.
95. Laver G, Li Z, Soga K. Method to Evaluate the Long-Term Surface Movements by Tunneling in London Clay. *J Geotech Geoenviron Eng* 2017;143:06016023.
96. Laver RG. Long-term behaviour of twin tunnels in London Clay. Department of Engineering: University of Cambridge, Cambridge, UK; 2010.
97. Laver RG, Sooga K, Wright P, Jefferis S. Permeability of aged grout around tunnels in London. *Géotechnique* 2013;63:651–60.
98. Lei, S. (1999). An analytical solution for steady flow into a tunnel. *Ground Water* 37,23–26.
99. Li P, Wang F, Long Y, Zhao X. Investigation of steady water inflow into a subsea grouted tunnel. *Tunn Undergr Space Technol* 2018;80:92–102.
100. Li W, Afshani A, Akagi H, Oka S. Influence of lining permeability and temperature on long-term behavior of segmented tunnel. *Soils Found* 2020;60:425–38.
101. Li Z, Soga K, Wright P. Long-term performance of cast-iron tunnel cross passage in London clay. *Tunn Undergr Space Technol* 2015;50:152–70.
102. Li Z, He C, Chen Z, Yang S, Ding J, Pen Y. Study of seepage field distribution and its influence on urban tunnels in water-rich regions. *Bull Eng Geol Environ* 2019; 78:4035–45.
103. Liu X, Wang D, Zhang Y, Jiang A, Fang Q, Zhang R. Analytical solutions on non- Darcy seepage of grouted and lined subsea tunnels under dynamic water levels. *Ocean Eng* 2023;267:113276.
104. Lu D, Li X, Du X, Lin Q, Gong Q. Numerical simulation and analysis on the mechanical responses of the urban existing subway tunnel during the rising groundwater. *Tunn Undergr Space Technol* 2020;98:103297.
105. Ma, L., Ding, L., Luo, H., 2014. Non-linear description of ground settlement over twin tunnels in soil. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 42, 144–151.
106. Mair, R.J., Taylor, R.N., Bracegirdle, A., 1993. Subsurface settlement profiles above tunnels in clays. *Geotechnique* 43 (2), 315–320.
107. Mair, R.J., Taylor, R.N., Burland, J.B., 1996. Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. In: *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Balkema, pp. 713–718.
108. Mair, R.J., Taylor, R.N., 1997. Bored tunnelling in the Urban environment. In: *Proc. 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 2353–2385.
109. Mair RJ. Tunnelling and geotechnics: new horizons *Géotechnique* 2008;58: 695–736.
110. Metivier F. (2024). *Hydrogéologie L3. Licence. France. 2024*, pp.116. cel-01877908v10. Université de Paris, Institut de physique du globe de Paris.
111. Meguid MA, Dang HK. The effect of erosion voids on existing tunnel linings. *Tunn Undergr Space Technol* 2009;24:278–86.
112. Migliazza M., M. Chiorboli, G.P. Giani, Comparison of analytical method, 3D finite element model with experimental subsidence measurements resulting from the extension of the Milan underground, *Computers and Geotechnics*, Volume 36, Issues 1–2, 2009.
113. Ming H., Meng-Shu W., Zhong-Sheng, Tan, Xiu-Ying W. (2010). Analytical solutions for steady seepage into an underwater circular tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology* 25 (2010) 391–396.
114. Mohamad, W. (2022). Effet de la construction des tunnels sur les fondations profondes : cas du Grand Paris Express. Thèse de doctorat, Université Gustave Eiffel. [Theses.fr](https://theses.fr/).
115. Molinero J, Samper J, Juanes R (2002) Numerical modeling of the transient hydrogeological response produced by tunnel construction in fractured bedrocks. *Eng Geol* 64(4):369–386.
116. Moretto, O., 1969. Discussion on “Deep excavations and tunnelling in soft ground”. In: *Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, vol. 3, pp. 311–315.
117. Mroueh, H., Shahrour, I., 2003. A full 3-D finite element analysis of tunneling–adjacent structures interaction. *Comput. Geotech.* 30 (3), 245–253.
118. Mroueh, H. (1998). *Tunnels en site urbain : Modélisation numérique et interaction creusement - ouvrages existants*. Thèse de doctorat. : Génie Civil. Ecole Centrale de Lille. France.132p.
119. Nam S-W, Bobet A. Liner stresses in deep tunnels below the water table. *Tunn Undergr Space Technol* 2006;21:626–35.

120. New, B.M., O'Reilly, M.P., 1991. Tunnelling induced ground movements: Predicting their magnitude and effects (invited review paper). In: Proc. 4th Int. Conf. on Ground Movements and Structures, Cardiff, Pentech Press, pp. 671–69.
121. Ng, C.W.W., Lee, K.M., Tang, D.K.W., 2004. Three-dimensional numerical investigations of new Austrian tunnelling method (NATM) twin tunnel interactions". Canadian Geotech. J. 41 (3), 523–539.
122. Ng, C.W.W., Boonyarak, T., Ma'sín, D., 2013. Three-dimensional centrifuge and numerical modeling of the interaction between perpendicularly crossing tunnels. Canadian Geotech. J. 50 (9), 935–946.
123. Ng, C.W.W., Boonyarak, T., Ma'sín, D., 2015. Effects of Pillar Depth and Shielding on the Interaction of Crossing Multitunnels. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 141 (6), 04015021.
124. Nyren, R.J., 1998. Field measurements above twin tunnels in clay. PhD Thesis. Imperial College, London, UK.
125. O'Reilly, M.P., New, B.M., 1982. Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction. Tunnelling '82, IMM London, pp. 173–181.
126. Ocak, I., 2013. Interaction of longitudinal surface settlements for twin tunnels in shallow and soft soils: the case of Istanbul Metro. Environ. Earth Sci. 69 (5), 1673–1683.
127. Panet, M. (1995). Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
128. Park K. H. (2004). Analytical solution for tunneling- induced ground movement in clays. Tunneling and Undergrounds Space Technology, 20: 249-261. www.Elsevier. Com/ locate/ tust.
129. Park K.H., Owatsiriwong A., Lee J.G. (2008). Analytical solution for steady-state groundwater inflow into a drained circular tunnel in a semi-infinite aquifer: a revisit. Tunnelling. Underground. Sp. Technol. 23 (2), 206–209.
130. Park K.-H., Owatsiriwong, A., Lee, J.-G. (2008). Analytical solution for steady-state groundwater inflow into a drained circular tunnel in a semi-infinite aquifer: A revisit. Tunnelling Underground Space Technology. 23 (2), 206–209.
131. Park, K. H., Lee, J. S., & Jeon, S. S. (2011). Numerical analysis of the influence of twin tunnel interaction on ground settlement. KSCE Journal of Civil Engineering, 15(3), 493–503.
132. Peck, R.B., 1969. Deep excavations and tunnelling in soft ground. In: Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State of the Art Volume, pp. 225–290.
133. Perrochet P, Dematteis A. (2007). Modeling transient discharge into a tunnel drilled in a heterogeneous formation. Ground Water 45(6):786–790.
134. Perrochet P. (2005a). Confined flow into a tunnel during progressive drilling: An analytical solution. Ground Water 43 (6), 943–946.
135. Perrochet P., (2005b). A simple solution to tunnel or well discharge under constant drawdown. Hydrogeol. J. 13, 886–888.
136. Perrochet P., Dematteis, A. (2007). Modeling transient discharge into a tunnel drilled in a heterogeneous formation. Ground Water 45 (6), 786–790.
137. Pujades E, Jurado A. Groundwater-related aspects during the development of deep excavations below the water table: a short review. Underground Space 2021;6:35–45.
138. Ren, D.J., Shen, S.L., Arulrajah, A., Wu, H.N., 2018. Evaluation of ground loss ratio with moving trajectories induced in double-O-tube (DOT) tunnelling. Can. Geotech. J. 55 (6), 894–902.
139. Shahin, H.M., Nakai, T., Iwata, T., 2013. Rational interpretation of tunneling considering existing tunnel and building loads. In: Proc. of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Paris, France, pp. 1773–1776.
140. Serratrice J.F., Magnan J.P. (2002). Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traverse souterraine de Toulon. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 237, pp. 5-36.
141. Shen, S.L., Cui, Q.L., Ho, E.C., Xu, Y.S., 2016. Ground response to multiple parallel microtunneling operations in cemented silty clay and sand. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 142 (5), 04016001.
142. Shin JH, Addenbrooke TI, Potts DM. A numerical study of the effect of groundwater movement on long-term tunnel behaviour. Géotechnique 2002;52: 391–403.
143. Shin J-H, Kim S-H, Shin Y-S. Long-term mechanical and hydraulic interaction and leakage evaluation of segmented tunnels. Soils Found 2012;52:38–48.

144. Shin J-H, Lee I-K, Joo E-J. Behavior of double lining due to long-term hydraulic deterioration of drainage system. *Struct Eng Mech* 2014;52:1257–71.
145. Shin JH. Numerical modeling of coupled structural and hydraulic interactions in tunnel linings. *Struct Eng Mech* 2008;29:1–16.
146. Shin JH, Addenbrooke TI, Potts DM. A numerical study of the effect of groundwater movement on long-term tunnel behaviour. *Geotechnique* 2002;52: 391–403.
147. Shin JH, Potts DM, Zdravkovic L. The effect of pore-water pressure on NATM tunnel linings in decomposed granite soil. *Can Geotech J* 2005;42:1585–99.
148. Shin Y-J, Song K-I, Lee I-M, Cho G-C. Interaction between tunnel supports and ground convergence—Consideration of seepage forces. *Int J Rock Mech Min Sci* 2011;48:394–405.
149. Showkati A, Salari-rad H, Hazrati Aghchai M. Predicting long-term stability of tunnels considering rock mass weathering and deterioration of primary support. *Tunn Undergr Space Technol* 2021;107:103670.
150. Soga K, Laver RG, Li Z. Long-term tunnel behaviour and ground movements after tunnelling in clayey soils. *Underground Space* 2017;2:149–67.
151. Soliman, E., Duddeck, H., Ahrens, H., 1993. Effects of development of shotcrete stiffness on stresses and displacements of single and double tunnels. In: Salem, A. (Ed.), *Tunnelling and ground conditions*, Rotterdam, Balkema, pp. 83–90.
152. Standing, J.R., Nyren, R.J., Longworth, T.I., Burland, J.B., 1996. The measurement of ground movements due to tunnelling at two control sites along the Jubilee Line Extension. In: Mair, R.J., Taylor, R.N. (Eds.) *Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Balkema, pp. 751–756.
153. Standing, J.R., Selman, R., 2002. The response to tunnelling of existing tunnels at Waterloo and Westminster. *Response of Buildings to Excavation-Induced Ground Movements*. vol. 2, 509-546, CIRIA.
154. Suwansawat, S., 2006. Superposition technique for mapping surface settlement troughs over twin tunnels. In: *Proc. Intl. Symp. on Underground Excavation and Tunnelling*, Bangkok, Thailand.
155. Suwansawat, S., Einstein, H.H., 2007. Describing settlement troughs over twin tunnels using a superposition technique. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 445–468.
156. Vlachopoulos, N., & Diederichs, M. (2009). Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(3), 354–361.
157. Vermeer P.A., Moller S.C. (2008). On numerical simulation of tunnel installation. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23 (2008) 461–475.
158. Verruijt A. *An introduction to Soil Mechanics*. Utrecht, The Netherlands: Springer International Publishing; 2018.
159. Wang, J.J., Chang, C.T., 1992. Numerical method in analysis of stacked tunnels. In: Utesa, L.V., Cartaxo, L.E.M. (Eds.), *Towards New Worlds in Tunnelling*, Balkema, pp. 373–380.
160. Wang, J.G., Kong, S.L., Leung, C.F., 2003. Twin tunnels-induced ground settlement in soft soils. In: *Proceedings of the Sino-Japanese Symposium on Geotechnical Engineering*, Beijing, China.
161. Wang, X., Tan, z., Wang, M., Zhang, M., Ming, H., 2008. Theoretical and experimental study of external water pressure on tunnel lining in controlled drainage under high water level. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23, 552-560.
162. Wang, Z., Wu, H., 2012. Experimental research on ground deformation of double close-spaced tunnel construction. *Res. J. Appl. Sci., Eng. Technol.* 4 (22), 4840–4844.
163. Wongsaroj J. Three-dimensional finite element analysis of short and long-term ground response to open-face tunnelling in stiff clay. Department of Engineering: University of Cambridge, Cambridge, UK; 2005.
164. Wongsaroj J, Soga K, Mair RJ. Tunnelling-induced consolidation settlements in London Clay. *Geotechnique* 2013;63:1103–15.
165. Wu, B.R., Lee, C.J., 2003. Ground movements and collapse mechanisms induced by tunneling in clayey soil. *Int. J. Phys. Modell. Geotech.* 3 (4), 15–29.
166. Wu, H.N., Shen, S.L., Yang, J., 2017. Identification of tunnel settlement caused by land subsidence in soft deposit of Shanghai. *J. Perform. Constr. Facil* 31 (6), 4017092.
167. Wu H-N, Shen S-L, Chen R-P, Zhou A. Three-dimensional numerical modelling on localised leakage in segmental lining of shield tunnels. *Comput Geotech* 2020; 122:103549.

168. Wu H-N, Shen S-L, Liao S-M, Yin Z-Y. Longitudinal structural modelling of shield tunnels considering shearing dislocation between segmental rings. *Tunn Undergr Space Technol* 2015;50:317–23.
169. Wu H, Xu Y, Shen S-L, Chai J-C. Long-term settlement behavior of ground around shield tunnel due to leakage of water in soft deposit of Shanghai. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China* 2011;5:194–8.
170. Wu Y-X, Shen S-L, Yuan D-J. Characteristics of dewatering induced drawdown curve under blocking effect of retaining wall in aquifer. *J Hydrol* 2016;539: 554–66.
171. Xu P, Wu Y, Huang L, Zhang K. Study on the Progressive deterioration of tunnel lining structures in cold regions experiencing freeze-thaw cycles. *Appl Sci* 2021.
172. Xu Q, Zhang S, Li P, Liu C, Bao T. Lining failure performance of highway tunnels induced by the drainage system deterioration. *Eng Fail Anal* 2023;149:107236.
173. Yamaguchi, I., Yamazaki, I., Kiritani, Y., 1998. Study of ground-tunnel interactions of four shield tunnels driven in close proximity, in relation to design and construction of parallel shield tunnels. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 13 (3), 289–304.
174. Yang, X.L., Wang, J.M., 2011. Ground movement prediction for tunnels using simplified procedure. *Tunnelling Underground Space Technol.* 26, 462–471.
175. Yoo C. Interaction between Tunneling and Groundwater—Numerical Investigation Using Three Dimensional Stress-Pore Pressure Coupled Analysis. *J Geotech Geoenviron Eng* 2005;131:240–50.
176. Yoo C, Kim JW, Jung HS. Lessons learned from case histories of tunneling induced groundwater drawdown and associated settlement, *World Tunnelling Congress 2009*. Hungary: Budapest; 2009. p. 12–6.
177. Yoo C, Lee Y, Kim S-H, Kim H-T. Tunnelling-induced ground settlements in a groundwater drawdown environment – A case history. *Tunn Undergr Space Technol* 2012;29:69–77.
178. Yoo C. Ground settlement during tunneling in groundwater drawdown environment – Influencing factors. *Underground Space* 2016;1:20–9.
179. Yoo C. Effect of water leakage in tunnel lining on structural performance of lining in subsea tunnels. *Mar Georesour Geotechnol* 2017;35:305–17.
180. Zerdia, M., Amrane, M. & Demagh, R. Impact of Excavation Phase Shift on Mechanized Twin Tunnels in Soft Ground: A 3D Numerical Study. *Indian Geotech J* **54**, 2096–2109 (2024). <https://doi.org/10.1007/s40098-023-00844-y>
181. Zhang C., Jiang J. S. (2020). Numerical simulation of excavation and support in shallow underground subway tunnel. *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science* 531 (2020) 012054. doi:10.1088/1755-1315/531/1/012054
182. Zhang, J.F., Chen, J.J., Wang, J.H., Zhu, Y.F., 2013. Prediction of tunnel displacement induced by adjacent excavation in soft soil. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 36, 24–33.
183. Zhang, Z.G., Huang, M.S., 2014. Geotechnical influence on existing subway tunnels induced by multiline tunnelling in Shanghai soft soil. *Comput. Geotech.* 56, 121–132.
184. Zhang D.M, Huang HW, Hicher PY. Numerical prediction of long-term settlements over tunnels in clay. *Tunn Undergr Space Technol* 2004;19:379.
185. Zhang D.M, Ma LX, Huang HW, Zhang J. Predicting Leakage-induced Settlement of Shield tunnels in Saturated Clay. *Comput Model Eng Sci* 2012;89:163–88.
186. Zhang D.M, Ma LX, Zhang J, Hicher PY, Juang CH. Ground and tunnel responses induced by partial leakage in saturated clay with anisotropic permeability. *Eng Geol* 2015;189:104–15.
187. Zhang D.M, Huang ZK, Yin ZY, Ran LZ, Huang HW. Predicting the grouting effect on leakage-induced tunnels and ground response in saturated soils. *Tunn Undergr Space Technol* 2017;65:76–90.
188. Zheng L, Lian X, Huang D, Li X, Zou J. Research on seepage of jointed rock mass of tunnel and limited discharge of grouting. *Water* 2022.
189. Zhong Zhou, Haohui Ding, Linwu Miao, Chenjie Gong, Predictive model for the surface settlement caused by the excavation of twin tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 114, 2021.
190. Zhou C, Gao W, Cui S, Zhong X, Hu C, Chen X. Ground settlement of higher permeability sand layer induced by shield tunneling: a case study under the guidance of DBN. *Geofluids* 2020;2020:6617468.
191. Zhou Y, Su K, Wu H. Hydro-mechanical interaction analysis of high pressure hydraulic tunnel. *Tunn Undergr Space Technol* 2015;47:28–34.