# *Table des matières*

Remerciements

Dédicace

ملخص I

Résumé II

Abstract III

Liste des figures VIII

Liste des tableaux XII

**INTRODUCTION GÉNÉRALE** 1

## Chapitre 01 conception des tunnels : Notion de bases-Technique pressurisée

1.1 INTRODUCTION 4

1.2 NOTIONS DE BASES LIÉES AUX OUVRAGES SOUTERRAINS 5

1.3 PROCÉDÉS DE CREUSEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS DANS LES MILIEUX URBAINS 10

1.3.1 Méthode traditionnelle 10

1.3.2 Technique de creusement mécanisé 12

1.4 MACHINE DE CONSTRUCTION DES TUNNEL – TUNNELIER ET BOUCLIER 14

1.4.1 Étude historique 15

1.4.2 Description générale 16

1.4.3 Les différents types de bouclier 18

1.5 DOMAINE D'APPLICATION DES TUNNELIERS 22

1.6 PRÉCAUTION D'EMPLOI 23

1.7 CONCLUSION 24

## Chapitre 02 Perturbations du sol en milieu urbain lors du

## creusement par tunnelier pressurisé

2.1 INTRODUCTION 26

2.2 MOUVEMENT DES SOLS ENGENDRÉS PAR LE CREUSEMENT 27

2.3 STABILITÉ DES TUNNEL EN MILIEU URBAIN 30

2.3.1 Le creusement dans le milieu urbain 30

2.3.2 Prévision des mouvements du terrain 31

2.3.3 Modélisation des techniques de creusement au tunnelier 32

2.4 TASSEMENT EN SURFACE 33

2.4.1 Méthodes empiriques de prédiction des tassements 35

2.4.2 Une approche empirique insuffisante 37

2.4.3 Méthodes numériques 38

2.5 MOUVEMENTS HORIZONTAUX 39

2.6 PRISE EN COMPTE DU BÂTI EN SURFACE 41

2.6.1 Type de désordres subis par les constructions en surface 43

2.6.2 Critère de dommages liés aux constructions 45

2.7 CONCLUSION 46

## Chapitre 03 Tunnel urbain : interaction creusement – structure

3.1 INTRODUCTION 48

3.2 GÉNÉRALITÉS SUR LE PHÉNOMÈNE DE L'INTERACTION TUNNEL– OUVRAGE AVOISINANT 49

3.3 INTERACTION CREUSEMENT- FONDATION PROFONDE 50

3.4 INTERACTION : TUNNEL- STRUCTURE EN TUNNEL EN SURFACE 51

3.5 MODÉLISATION DU CREUSEMENT À L'AIDE DE TUNNELIER 57

3.5.1 Principe du tunnelier à front pressurisée 58

3.5.2 Étude numérique du problème de l'interaction 60

3.6 REVUE DE LITTÉRATURE 61

3.7 CONCLUSION 67

## Chapitre 04 Modélisations numériques du creusement pressurisé du tunnel en terrain meuble


4.1 INTRODUCTION 69

4.2 BREF APERÇU SUR L'OUTIL DE CALCUL : PLAXIS V 8.2 70

4.3 PRÉSENTATION DU MODÈLE DE CALCUL RÉALISÉ 70

4.3.1 Caractéristique des matériaux 72

4.3.2 Modélisation par élément finis- Maillage retenu 72

4.4 RÉSULTATS DE CALCUL DU MODEL DE RÉFÉRENCE 73

4.4.1 Les déplacements verticaux 75

4.4.2 Les mouvement horizontaux 77

4.4.3 Comparaison entre les cuvettes de tassement 81

4.5 INFLUENCE DES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES 82

4.5.1 Influence de la profondeur du tunnel 82

4.5.2 Influence de la position du bâtiment 86

4.5.3 Influence de la largeur du bâtiment 89

4.5.4 Influence de la hauteur des pieux 93

4.6 CONCLUSION 97

CONCLUSION GÉNÉRALE 99

BIBLIOGRAPHIE 102

# *Liste des figures*

## CHAPITRE 01

**Figure 1.1** Distinction entre tunnel profond et peu profond (Benamar, 1998) 5

**Figure 1.2** Ecaillage des parois du tunnel du Mont-Blanc lors de sa construction. Remarquer la forte densité de boulonnage (CETU, 2012) 7

**Figure 1.3** Creusement de parois moulées avant l'excavation du puits de la Place Berthet sur le chantier de l'A86 (Doc. Socatop 2001) 9

**Figure 1.4** Plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de Chamoise (1993). (CETU, 2012) 11

**Figure 1.5** Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif

(Kitcheh, 2012) 12

**Figure 1.6** Différentes catégories des machines de creusement (El Houari, 2008) 13

**Figure 1.7** Bouclier a). Lötschberg 1908 ; b). Saverne 19 juin 2012 (Pré, 2016) 15

**Figure 1.8** Principales fonctions du tunnelier (Boubou, 2010) 17

**Figure1.9** Tunnelier pour la construction du tunnel de base St. Gothard. Soutènement par ancrage, cintres et béton armé (Simic, 2008) 18

**Figure 1.10** Tunnelier à front pressurisé, (Herrenknecht AG).

Cité par (Berthoz, 2012) 20

**Figure 1.11** Bouclier à pression de boue (Chantier METEOR à Paris) (Dossier Pilote, 1998) 21

**Figure 1.12** Bouclier à pression de terre (Tunnel de Caluire) 22

## CHAPITRE 02

**Figure 2.1** Modélisation 2D de tunnels en bidimensionnel (Dias, 1999) 29

**Figure 2.2** Forme du tassement en surface (Attewelle al. ,1986. Cité par Vermeer, 2007) 34

**Figure 2.3** Profils des cuvettes des tassements (Augarde, 1997) 34

**Figure 2.4** Mouvement de sol. Perte de volume. (Uriel, 1989. Cité par Dolzhenko, 2002) 35

**Figure 2.5** Profil gaussien de la cuvette de tassement de surface (Peck, 1969. Cité par Dolzgenko, 2002) 35

**Figure 2.6** a) Déformées inclinométriques de Lyon collecteur ancienne ligne D (Ollier, 1997) ; b) Inclinomètres de Bordeaux, de Condéran-Naujac (Bernat, 1996), (Janin, 2012) 40

**Figure 2.7** Mesures inclinométriques, premier tube de Toulon (Serratrice (1991), Cité par (Janin, 2012) 41

**Figure 2.8** Modèle 3D du passage du tunnelier dans du métro Turin (Barela ,2011),(Janin , 2012) 42

**Figure 2.9** Modèle numérique 3D de prise en compte de l'interaction excavation – bâti (Mroueh & Shahrour, 2003) 43

**Figure 2.10** Définition des paramètres caractéristiques des mouvements subis par la structure (Bernat , 1996) 45

## Chapitre 03

**Figure 3. 1** a) Vue en plan de la géométrie de a ligne de Thran métro

b) Déformation de maillage de mesure de mouvement du sol. (Maleki, 2011) 54

**Figure 3.2** a) Profil de tassement en surface sans application de la rigidité du bâtiment ;b) Profil de tassement en avec application de la rigidité du bâtiment. (Maleki, 2011) 55

**Figure 3.3** Le profil de tassement en surface pour différent largeur du bâtiment (Maleki, 2011) 56

**Figure 3. 4** Nativité façade de Sagrada Familia .(Katzenbach et al, 2013) 56

**Figure 3.5** Section plane de la Sagrada Familia et le tunnel

(Katzenbach et al., 2013) 57

**Figure 3.6** Interaction entre pile et tunnel (Dias,Bezuijen, 2014) 60

**Figure 3.7** a-Interaction de creusement– Structure ;b- Interaction tunnel –tunnel ; c-Interaction tunnel –groupe de pieux (Mroueh ,1998) 62

**Figure 3.8** Interaction creusement- fondations : Réduction de la capacité portante observée (Bezuijen& Schrier 1994 ; cité par Mroueh, 1998) 64

**Figure 3.9** Maillage Tunnel–sol-structure (Akhaveissy, 2011) 65

**Figure 3.10** Tassement numérique en surface et empirique (Peck) a différentes profondeurs pour interaction tunnel –sol - structure (TSSI). (akhaveissy, 2011) 65

## Chapitre 04

**Figure 4.1** Définition du problème de calcul. (PLAXIS V8.2) 70

**Figure 4.2** Modèle élément fini retenu pour l'exemple de calcul 72

**Figure 4.3** La déformée du maillage 72

**Figure 4.4** Cuvette de tassement en surface. Calcul numérique et empirique 73

**Figure 4.5** Déplacements verticaux 74

**Figure 4.6** a) Coupes AA' ; b) Déplacements verticaux du modèle de référence 75

**Figure 4. 7** Déplacements horizontaux. Modèle de référents niveaux 76

**Figure 4.8** a) la coupes ; b) Déplacement horizontaux à différentes distances verticales 77

**Figure 4.9** Inclinomètres de Bordeaux (Bernat, 1996) 78

**Figure 4.10** Bulbes de pression. 79

**Figure 4.11** Cuvettes de tassement en surface. Modèle de référence 80

**Figure 4.12** Influence du creusement sur la structure : Comparaison des cuvettes de tassements (Burd et al., 2000) 81

**Figure 4.13** Déformée de maillage pour différentes profondeurs du tunnel 82

**Figure 4.14** Tassement en surface pour les trois profondeurs du tunnel

(Calcul numérique) 83

**Figure 4.15** Déplacement au-dessous des fondations pour les trois profondeurs du tunnel 83

**Figure4.16** Tassement en surface pour la profondeur H=2D, 3D, 4D sans et avec tunnel 84



.

**Figure 4.17** Tassements des différentes positions du bâtiment 86

**Figure 4.18** Tassements en surface pour différentes positions du bâtiment 87

**Figure4.19** Déplacement sous les fondations pour les différentes positions du bâtiment 88

**Figure 4.20** Cuvettes de tassements pour différentes largueur du bâtiment 89

**Figure 4.21** Les cuvettes de tassement pour différentes largeurs du bâtiment 90

**Figure 4.22** Déplacement au-dessous des fondations 90

**Figure 4.23** Tassement en surface L=10m 91

**Figure 4.24** Tassement en surface L=15m 91

**Figure 4.25** Tassement en surface pour L = 20m 92

**Figure 4.26** Tassement en surface pour différentes hauteur de pieu 93

**Figure 4.27** Tassement en surface pour la différente hauteur du pieu 94

**Figure 4.28** Forme globale du mécanisme de rupture observé dans les sables et dans les argiles (Broere ,2001) 95

**Figure 4.29** Déplacement au-dessous des fondations 96

Rapport-Gratuit.com

# *Liste des tableaux*

## Chapitre 01

**Tableau 1.1** Historique du bouclier 16

## Chapitre 02

**Tableau 2.1** Phases de modélisation du creusement d'un tunnel. (Dolzhenko, 2002) 32

## Chapitre 04

**Tableau 4.1** Caractéristique du sol pour le modèle de référence (manuel PLAXIS, 2002) 71

**Tableau 4.2** Caractéristique du bâtiment (manuel PLAXIS, 2002) 71

**Tableau 4.3** Caractéristique du revêtement du tunnel (manuel PLAXIS, 2002) 71

**Tableau 4.4** Déplacement vertical 76

**Tableau 4.5** Influence de la position du bâtiment 88

# *Introduction Générale*

À mesure que les populations urbaines augmentent, les besoins et les demandes liés à l'expansion citadine augmentent également. Ceux-ci incluent l'approvisionnement en infrastructures capable de répondre à la fois aux besoins de la population et à satisfaire sa qualité de vie, tout en projetant prudemment vers l'horizon afin d'anticiper la croissance urbaine.

Cependant cette continuelle expansion de terrain aménagé présente graduellement des défis aussi bien aux planificateurs qu'aux opérateurs. C'est pour cette raison que les ingénieurs optent pour l'exploitation des espaces souterrains comme moyen alternatif, dans le but de satisfaire les besoins sociaux sans perturber de manière significative les activités menées en surface.

Les tunnels deviennent donc de plus en plus utiles pour l'inspection et la mise à niveau des équipements enterrés, des voies de transport telles que les lignes de métro et les autoroutes souterraines peuvent également être rencontrées et interagissent entre elles.

Les tunnels réalisés en zones urbains sont généralement des tunnels peu profonds pour des raisons à la fois techniques et économiques. La construction de ces tunnels ne peut pas être effectuée sans avoir un impact sur le sol environnant et en conséquence sur les structures avoisinantes. Ainsi, l'utilisation des nouvelles techniques de creusement comme les tunneliers à front pressurisé, permet de maîtriser les déformations du terrain et de garantir la stabilité dans des contextes géologiques variables. Cependant ces services ne peuvent exister sans une connaissance adéquate du sol dans lequel ils existent.

Il est donc impératif que des études soient faites afin de comprendre autant que possible les complexités de cette interaction sol-tunnel-structures avoisinantes. L'objectif de ce travail de mémoire est donc d'évaluer les déplacements provoqués

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

par les travaux d'excavation d'un tunnel creusé dans des milieux urbains à caractère hétérogène.

Ainsi pour atteindre cette objectif, nous commençons notre travail par une étude bibliographique divisée en trois chapitres. Le premier chapitre rappelle les notions de bases liées aux constructions souterraines, un bref aperçu sur l'évolution des différents modes de creusement des tunnels sera présenté, particulièrement le creusement par un tunnelier pressurisé en raison de son utilisation dans la partie originale de ce travail alors que le deuxième chapitre présente les mouvements des sols engendrés par la technique pressurisée ainsi que les méthodes existantes pour les estimer. Le troisième chapitre est consacré à l'interaction qui réside entre le tunnel, le sol environnant et la structure, un état de l'art concernant ce processus sera dressé.

Nous avons commencé notre quatrième chapitre par un bref aperçu sur le logiciel PLAXIS 2D, ensuite nous avons étudié l'influence du creusement d'un tunnel circulaire sur le comportement du massif environnant une structure reposant sur des fondations profondes. L'étude numérique est effectuée à l'aide du code de calcul Plaxis 2D qui est basé sur la méthode des éléments finis en déformation plane. Une étude empirique simplifiée a accompagnée ces résultats.

L'étude a porté sur l'analyse des tassements en surface et des déplacements en profondeur (au niveau des fondations) causés par le mécanisme d'interaction sol-tunnel-fondations. Cette analyse effectuée sur un modèle de référence a été accompagnée d'études paramétriques en vue d'analyser, en parallèle, l'influence des différents paramètres géométriques sur le comportement du massif environnant.

Enfin, ce travail sera clôturé par une conclusion et des perspectives de recherche dans cette thématique.

## Chapitre 1. Conception des tunnels : Notions de bases - Technique pressurisée

1.1 INTRODUCTION ..... 4

1.2 NOTIONS DE BASES LIÉES AUX OUVRAGES SOUTERRAINS ..... 4

1.3 PROCÉDÉS DE CREUSEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS DANS LES MILIEUX URBAINS ..... 10

1.3.1 Méthode traditionnelle ..... 10

1.3.2 Technique de creusement mécanisé ..... 12

1.4 MACHINES DE CONSTRUCTION DES TUNNELS - TUNNELIERS ET BOUCLIERS 14

1.4.1 Étude historique ..... 15

1.4.2 Description générale ..... 16

1.4.3 Les différents types de boucliers ..... 18

1.5 DOMAINE D'APPLICATION DES TUNNELIERS ..... 22

1.6 PRÉCAUTIONS D'EMPLOI ..... 23

1.7 CONCLUSION ..... 24

*Chapitre 1*

# Conception des tunnels : Notions de bases - Technique pressurisée

## 1.1 INTRODUCTION

Pour tout projet de tunnel, les responsables du projet suivent des étapes incontournables. Evidemment, les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain, la méthode d'excavation,.... Mais, comme le précise Lunardi (2008) : « La connaissance du milieu dans lequel on opère, de la réaction du massif suite à l'excavation, du choix de la technique de creusement ainsi que des différents modes de soutènement sont nécessaires pour tout projet de réalisation d'ouvrage souterrain ».

Dans ce chapitre, nous allons nous contenter de citer quelques notions de bases liées aux constructions souterraines, aussi nous donnerons un bref aperçu sur les différentes méthodes de creusement. Ainsi, nous pourrons consacrer une plus grande partie à la technique pressurisée en raison de son utilisation dans la partie originale de ce travail.

Dans cet objectif, ce chapitre bibliographique présentera un aperçu sur l'évolution des différents modes de creusement des tunnels, particulièrement le creusement

par un tunnelier pressurisé (son principe de fonctionnement et ses différentes phases de creusement).

## 1.2 NOTIONS DE BASES LIÉES AUX OUVRAGES SOUTERRAINS

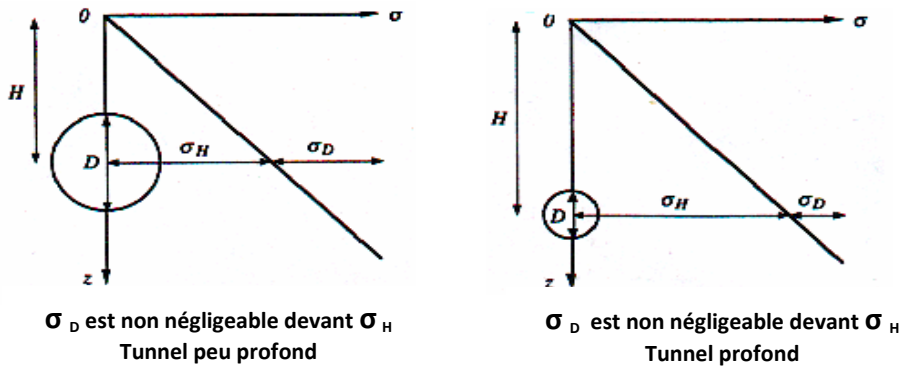
Quelques notions de bases sur les tunnels seront exposées dans les paragraphes qui suivent ;

### 1.2.1 Propriété des tunnels profonds et peu profonds

Un tunnel est dit profond si son diamètre (ou diamètre équivalent dans le cas où la section n'est pas circulaire) est petit devant la profondeur de son axe ;

Cela revient à dire que la variation de contrainte verticale initiale entre les parties supérieures et inférieures de la section du tunnel (avant excavation) est négligeable devant la contrainte initiale verticale due au poids des terres à la profondeur moyenne du tunnel (profondeur de l'axe).

La figure (1.1) montre la distinction entre tunnel peu profond et tunnel profond. (Benamar, 1996).




$\sigma_H = \gamma.H$ et $\sigma_D = \gamma.D$ où $\gamma$ est le poids volumique moyen du terrain.

**Fig. 1.1** Distinction entre tunnels profond et peu profond (Benamar, 1996)

### 1.2.2 Les ouvrages à faible profondeur

Un ouvrage souterrain à faible profondeur (moins de deux diamètres du niveau du sol[1]) peut être réalisé de deux façons :

1 En tunnel : soit au tunnelier ou par attaque ponctuelle, On évitera l'explosif, surtout en zone urbaine, car trop risqué à cette faible profondeur.

2 En tranchée couverte : On réalise une tranchée à ciel ouvert dans laquelle on construit l'ouvrage. Celle-ci est ensuite remblayée.

Une fois réalisés, on différencie facilement ces deux types d'ouvrage par leur forme, la tranchée couverte ressemble à une boîte rectangulaire, alors que le tunnel creusé en souterrain est arrondi.

Les ouvrages construits en tranchée sont privilégiés dès lors qu'ils sont réalisables (en zone découverte, sous une rue, etc...). Ils sont en effet plus économiques et moins aléatoires.

Les tunnels peu profonds, souvent creusés dans des formations meubles et/ou aquifères, sont les "préférés" des tunneliers qu'ont le gros avantage de pouvoir mieux maîtriser les tassements, c'est en effet primordial lors de la traversée des zones urbaines où le moindre tassement différentiel peut entraîner des désordres dans les bâtiments sus-jacents.

### 1.2.3 Les ouvrages à grande profondeur

Les tunnels alpins ont apporté de nombreuses informations sur la construction à très grande profondeur (hauteur de couverture supérieure à 1000 m). Les roches qui, à la surface, semblent très résistantes ($R_C$ > 150MPa) peuvent avoir un comportement complètement différents lors de leur traversée (CETU, 2012).

Un autre phénomène, autrement plus violent, est le rockburst, il s'agit d'une explosion soudaine de la roche en paroi, comprimée bien au-delà de sa résistance

[1] C'est le cas par exemple des galeries de métro et des collecteurs d'égouts.

par le poids des terrains sus-jacents. Ces projections sont extrêmement dangereuses pour les ouvriers, si le rocher ne cède pas brutalement, il s'écaille par plaques (Fig. 1.2). La schistosité et autres discontinuités de la roche sont des zones de rupture privilégiées à isoler et à renforcer le plus rapidement possible.

**Fig. 1. 2** Ecaillage des parois du tunnel du Mont-Blanc lors de sa construction. Remarquer la forte densité de boulonnage (CETU, 2012)

Les convergences enregistrées sont centimétriques, voire décimétriques (alors qu'elles sont usuellement de quelques millimètres) et les soutènements doivent donc être « souple ».

À cette profondeur, il est illusoire de vouloir retenir ces poussées par des cintres métalliques rigides. Pour accompagner les déformations, la pose de boulons à ancrage ponctuel très rapprochés et à forte ductilité s'est avérée efficace dans certaines situations[2]. L'emploi de cintres coulissants, accompagnant le déconfinement, est souvent une solution avantageuse.

[2] Dans le cas du tunnel du Fréjus par exemple (1975-1978), où on a pu observer des convergences dépassant 45 cm, la qualité d'acier des boulons n'a cessé d'évoluer avec l'avancement du chantier.

### 1.2.4 Les zones aquifères : Problèmes et Solutions

La traversée des zones aquifères a toujours posé d'énormes problèmes, on ne peut pas dire que ce problème soit entièrement résolu à l'heure actuelle, la difficulté est d'autant plus grande que les terrains sont presque toujours de nature boulante, avec très peu de cohésion.

Le pire accident que l'on puisse redouter est le débourrage, lorsque les terrains liquéfiés sous de forts gradients hydrauliques, et libérés par le creusement du tunnel, envahissent la galerie[3]. Dans n'importe quelle situation, quoi qu'il arrive, il faut éviter ou tout au moins maîtriser les infiltrations d'eau par des reconnaissances adaptées – sondages à l'avancement par exemple.

Lorsqu'une zone aquifère est localisée, plusieurs solutions s'offrent alors à l'ingénieur en charge du chantier. Si le creusement se fait au tunnelier, l'excavation a lieu sous bouclier fermé. Une bonne étanchéité est à prévoir entre les voussoirs ainsi qu'entre voussoirs et bouclier. Dans les méthodes conventionnelles, selon le débit et le gradient hydraulique ainsi que la qualité du terrain traversé, on peut :

1 Injecter le terrain pour en modifier les caractéristiques mécaniques, mais surtout pour le rendre étanche lors du passage du front de taille. On injecte habituellement du coulis de ciment tout autour du tunnel.
2 Congeler le terrain en parois pour les mêmes raisons. Le glaçon de roche est étanche et résiste mieux.
3 Deux techniques sont envisageables selon la configuration géotechnique et la durée du chantier : la congélation à l'azote liquide ou à la saumure. Dans tous les cas, la méthode consiste à faire circuler le fluide frigorifique dans un circuit de forages fermé. Le front de glace se propage jusqu'à former un ensemble homogène.

[3] Un des débourrages les plus violents de l'histoire des tunnels est celui qui survint lors du creusement du premier tunnel du Lötschberg (Suisse, 1913). Une vallée glaciaire s'est vidée en quelques instants dans la galerie depuis le front de taille et sur plus de 1,5 km. 25 mineurs y ont trouvé la mort.

4 Réaliser une barrière étanche depuis la surface et à l'intérieure de laquelle on viendra excaver. Cette protection est généralement assurée par des parois moulées. Cette technique est particulièrement adaptée à la construction des puits (Fig.1.3) et des parkings.

5 Utiliser les techniques hyperbares. En réalisant un caisson étanche dans l'ouvrage, on peut confiner le front de taille avec de l'air comprimé. L'équilibrage de la pression d'air et de la pression d'eau permet aux mineurs, que l'on appelle alors tubistes, de travailler au sec. Les contraintes sont les mêmes qu'en plongée : paliers de décompression, surveillance médicale, durée de travail réduite, etc.

Lorsque les venues d'eau sont faibles ou limitées dans le temps, on se contentera bien souvent d'assurer un drainage correct et une exhaure efficace.

**Fig. 1.3** Creusement de parois moulées avant l'excavation du puits de la Place Berthet sur le chantier de l'A86 (Doc. Socatop 2001)

Rapport-Gratuit.com

## 1.3 PROCÉDÉS DE CREUSEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS

Le creusement des tunnels dans des sites urbains est une opération assez compliquée car elle est reliée à plusieurs paramètres qui peuvent affecter le sol et les structures en surface. Suivant les différents modes de creusement, l'excavation des terrains peut se faire en fonction du type du terrain rencontré, de la géométrie de l'ouvrage et de sa profondeur. Les techniques de construction doivent assurer la stabilité du terrain, l'économie, la rapidité et la sécurité.

Depuis une trentaine d'années, de nouvelles méthodes de construction ont été introduites. Elles permettent de réaliser les travaux en site urbain dans des conditions géologiques difficiles sans provoquer de dégâts majeurs en surface. Le développement technologique a donné la possibilité d'augmenter les dimensions de l'excavation et d'automatiser le travail en utilisant une machine multifonctionnelle (le tunnelier).

La bonne connaissance des différentes techniques du creusement constitue une base importante pour pouvoir comprendre la réponse du terrain lors de son creusement. Il existe plusieurs méthodes pour creuser un tunnel.

On distingue deux grandes tendances :

1 Le creusement conventionnel (ou traditionnel);
2 Le creusement au tunnelier.

### 1.3.1 Méthode traditionnelle

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique.

Cette méthode est généralement utilisée pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) où un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique. Le creusement s'effectue en trois phases successives :

1 La perforation se fait aux marteaux perforateurs à l'air comprimé, la longueur de trous de mines est généralement comprise entre 2 et 5 m.

L'abattage se fait par passes ou volées dont la longueur varie suivant le type de roches (1 à 5m). Il peut être pleine section (on excave toute la section du tunnel) ou par sections divisées.

En général, on réalise au maximum deux sections dites calotte et stross avec un décalage suffisant pour attendre la stabilisation des convergences. Le plan de tir (Fig. 1.4) est le plan d'implantation des forages où sont introduits les explosifs, figurent également les différents retards des détonateurs. Il faut répartir les charges explosives et leurs retards de façon optimale pour obtenir le résultat escompté.

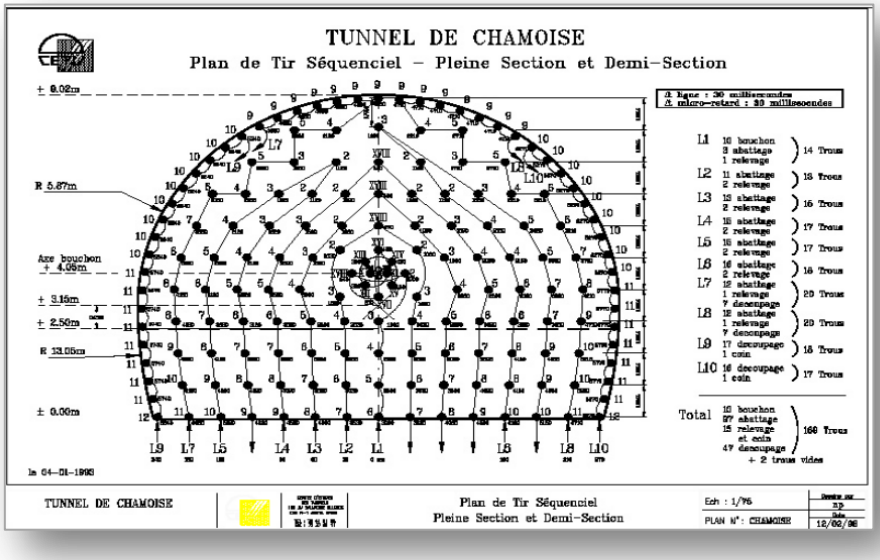



**Fig. 1.4** Plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de Chamoise (1993). (CETU, 2012)

2 Le marinage (l'évacuation des déblais) s'effectue après purge du toit et du front et éventuellement ancrage ou soutènement des blocs instables.

Une technique d'abattage s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes (Voir figure 1.5).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

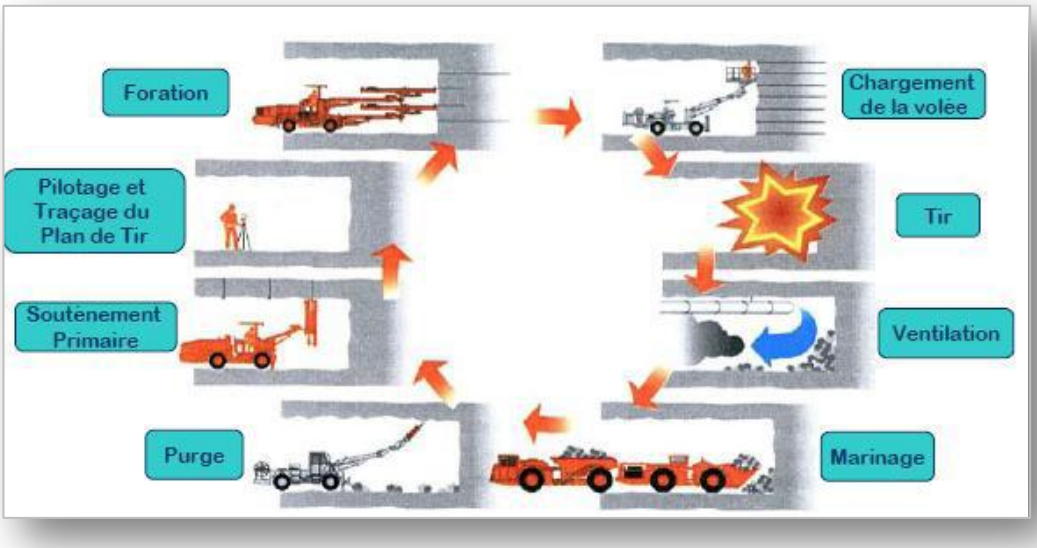



**Fig.1.5** Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif (Kitcheh, 2012)

Les vibrations produites par l'usage d'explosifs lors de la construction d'un tunnel sont susceptibles d'endommager celui-ci ou, plus souvent, la structure rocheuse dans le voisinage de celui-ci. En effet, une partie de l'énergie explosive utilisée pour fragmenter et abattre la matrice rocheuse se propage et se dissipe dans l'environnement du tunnel sous forme d'ondes vibratoires qui s'amortissent avec la distance (Kitcheh, 2012).

### 1.3.2 Technique de creusement mécanisé

À la fin du 19ème siècle, l'emploi de l'explosif dans les mines et les travaux souterrains a marqué vraiment une étape décisive pour le développement de ces travaux, il est vrai que l'une des préoccupations majeures des techniciens, aujourd'hui, est de s'affranchir des inconvénients liés à l'explosif qui sont essentiellement : l'ébranlement et la désorganisation du terrain encaissant, les hors profils, les risques d'accidents spécifiques, les coûts induits par ces inconvénients, notamment en matière de soutènement et de revêtement. Mais le passage du creusement à l'explosif au creusement mécanique s'est très longtemps heurté à un obstacle économique majeur à cause du coût relativement faible de l'énergie

chimique contenue dans l'explosif par rapport à l'énergie mécanique, dite noble. La raréfaction des équipes de mineurs, personnel très spécialisé, a accéléré l'évolution, alors qu'une meilleure connaissance théorique des conditions d'attaque du terrain par des outils mécaniques et les progrès dans la configuration des têtes d'abattage permettaient d'en élargir le champ d'application à des gammes de terrains de plus en plus variées et d'en améliorer le rendement.

On peut distinguer deux classes de tunneliers selon qu'il s'agit de simples machines de creusement ou de véritables machines de construction de tunnels intégrant les fonctions correspondant à la réalisation d'un ouvrage finalisé de point de vue génie civil.

L'organigramme qui suit regroupe les principales catégories de tunnelier existantes.

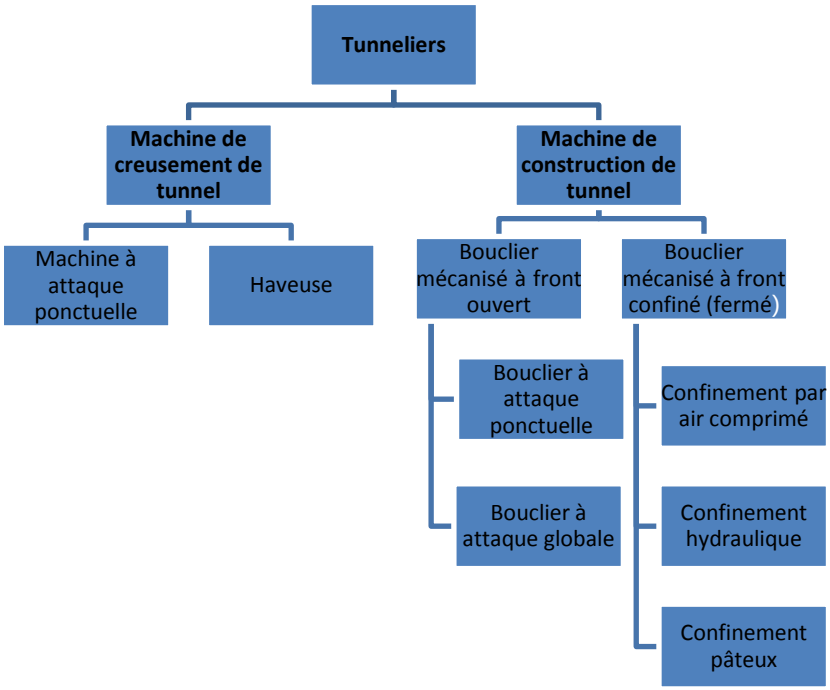



**Fig. 1.6** Différentes catégories des machines de creusement (El Houari et al., 2008)

Ce sujet de mémoire se focalise surtout sur la technique de pressurisation à l'aide du tunnelier, pour cette raison, nous n'avons pas développé les autres techniques de creusement afin de se concentrer sur cette technique.

## 1.4 MACHINES DE CONSTRUCTION DES TUNNELS - TUNNELIERS ET BOUCLIERS

Les machines de construction des tunnels sont destinées au creusement et à la construction de tunnels dont les parois nécessitent un soutènement où même un revêtement définitif immédiat ; mais dont le front d'attaque est stable pendant une durée suffisante pour ne nécessiter aucun soutènement.

Les tunneliers constituent un outil aujourd'hui irremplaçable pour le creusement d'ouvrages dans des situations géologiques extrêmement diverses. Ils ont complètement transformé l'organisation même de ces chantiers parce qu'ils ont obligé à une analyse plus rigoureuse des tâches de chacun des membres de l'équipe. Ces tâches se sont trouvées à la fois allégées physiquement, mais aussi responsabilisées.

Actuellement, le creusement de tunnels à faible profondeur en site urbain est essentiellement réalisé par des tunneliers à front pressurisé (pression de terre, de boue ou d'air). Dans ce cas, une grande attention doit être apportée à l'évaluation des mouvements induits par le creusement, en particulier les tassements de surface qui peuvent affecter les constructions.

Les différentes opérations réalisées par le tunnelier, on parle de : excavation, soutènement du front de taille, pose du revêtement, injection du vide annulaire,… rendent très complexes la compréhension des phénomènes induits par le creusement et l'identification des paramètres de fonctionnement du tunnelier prépondérants.

Ces paramètres sont en effet liés à de nombreux éléments tels que la nature et les caractéristiques des sols rencontrés, les dimensions du tunnel, son tracé et la performance du creusement assurée par le tunnelier. Toutefois, la connaissance des paramètres influençant les mouvements du sol peut aider à mieux contrôler ceux-ci lors du creusement.

### 1.4.1 Étude historique

La technique du bouclier n'est pas récente, l'idée de cette méthode est apparue au XIX siècle, mais elle a fait l'objet d'importants développements au cours de ces dernières années. Cette progression a d'abord eu lieu en Grande Bretagne et en Allemagne et puis surtout au Japon.

Bejui (1989) et Schlosser (1989) donnent quelques dates historiques sur 'histoire de la construction des tunnels :

Marc Brunel, ingénieur français qui a dut fuir a Angleterre à cause des idées royalistes pendant la révolution française, construit à l'aide d'un bouclier manuel une galerie piétonne à Londres sous la Tamise (1825-1843). La stabilité du front de taille est assurée par un soutènement en bois, l'avancement est obtenu par des vérins à vis prenant appui sur le revêtement en briques. Cet ouvrage a été nommé «La Tonnelle» qui plus tard en français sera nommé « Tunnel » (Figure 1.7) : (Dolzhenko, 2002).

**Fig. 1.7** Bouclier a. Lötschberg 1908 b**.** Saverne 19 juin 2012 (Pré, 2016)

**Tableau 1.1 :** Historique du bouclier

| |
|---|
| 1897 : Premier bouclier à Chesterfield par Markam |
| 1901 : Premier bouclier mécanisé Markam |
| 1920-1930 : Boucliers cloisonnés développés en Grande Bretagne et en Allemagne |
| 1936 : Premier bouclier ouvert avec abattage manuel, construit au Japon |
| 1960 : Premier bouclier à boue bentonitique en Grande Bretagne |
| 1974 : Premier bouclier japonais à pression de terre |
| 1984 : Première utilisation du bouclier à pression de boue en France pour le métro de Lyon. |

### 1.4.2 Description générale

Le tunnelier est une machine multifonction qui doit réaliser une cavité sans nuire au milieu environnant en perturbant le moins possible son état d'équilibre naturel. Il assure l'abattage, le soutènement provisoire des parois latérales et du front de taille pendant le creusement.

On distingue trois fonctions principales dans la mise en œuvre d'un tunnelier : l'Excavation, le soutènement et le Marinage. Ces fonctions sont conçues pour répondre à deux objectifs principaux :

1 L'avancement qui nécessite l'abattage du terrain au front de taille, l'évacuation des déblais et la propulsion de la machine à l'aide de vérins hydrauliques.

2 La stabilisation qui est obtenue par le confinement du terrain au front et la mise en place d'un soutènement provisoire ou d'un revêtement définitif sur les parois latérales de la galerie.

Dans le terrain meuble et aquifère, le tunnelier est composé d'un bouclier, résistant à la pression des terres, et qui sert de support aux parties suivantes (Figure 1.8):

- Partie d'abattage ou outils de coupe (trousse coupante, blindage frontal).
- Partie de poussée et de pilotage (bloc moteur, vérins).
- Convoyeur évacuant les déblais.
- Systèmes de contrôle et de mesure.

- Partie de pose du revêtement (érecteurs, convoyeurs de voussoirs).

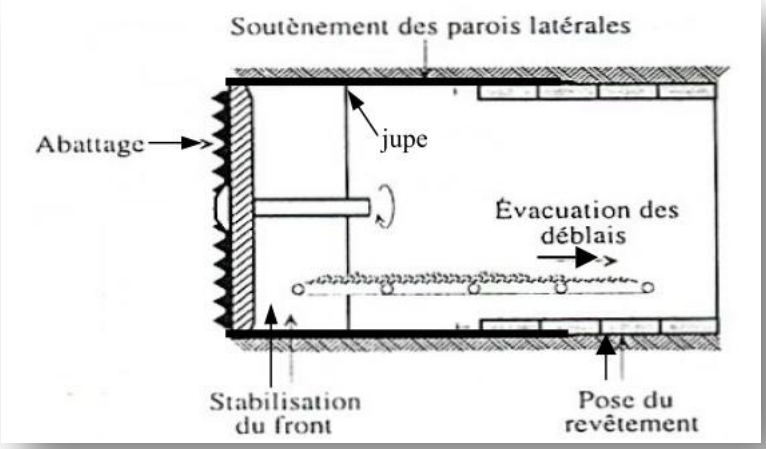



**Fig. 1.8** Principales fonctions du tunnelier (Boubou, 2010)

Pendant le creusement d'un tunnel, la sécurité doit être assurée aussi bien en galerie qu'en surface. Il est donc indispensable de maîtriser la stabilité du front de taille et des parois latérales, et éventuellement de maintenir le chantier hors d'eau. Le tunnelier doit, en théorie permettre de répondre à ces préoccupations en perturbant le moins possible le terrain encaissant.

Le tunnelier réalise un tunnel de forme circulaire :

- Dans le rocher, l'excavation peut ainsi se faire par attaque globale à l'aide d'une machine foreuse pleine section qui prend généralement appui directement au terrain par l'intermédiaire de grip-pers ou patins d'ancrage latéraux.

- En terrain nécessitant un soutènement important, la forme circulaire est la mieux adaptée à la reprise des efforts. Le tunnelier comporte alors un bouclier et le front peut être pressurisé en grand diamètre, l'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe à l'avant de la machine avec un procédé de marinage adapté au mode de confinement. La machine progresse en s'appuyant contre le revêtement mis en place au fur et à mesure de l'avancement par l'intermédiaire de vérins.

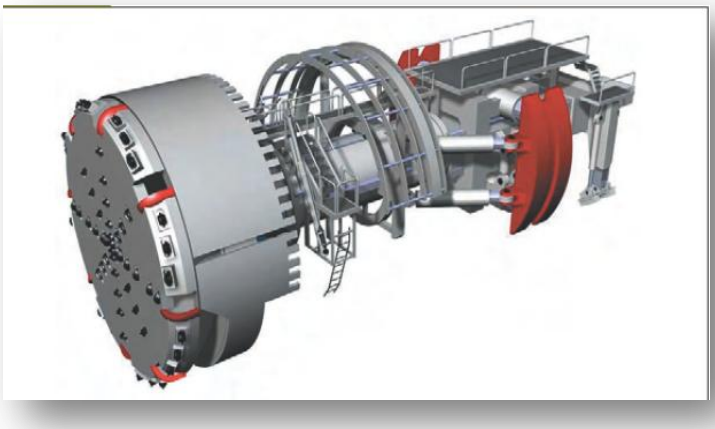


**Fig. 1.9** Tunnelier pour la construction du tunnel de base St. Gothard. Soutènement par ancrage, cintres et béton armé (Simic, 2008)

Il y a donc intérêt à perturber au minimum le champ de contraintes initiales dans le sol et éviter le déconfinement latéral et vertical. La construction d'un tunnel demande une connaissance détaillée du milieu à traverser tant du point de vue géologique que géotechnique et hydrogéologique.

Pour cela le système du tunnelier est complété par l'application d'une pression au front de taille et par l'injection d'un coulis de bourrage à l'arrière de la jupe destiné à remplir l'espace annuaire laissé entre le terrain excavé et le revêtement. Il existe différents modes de soutènement du front de taille, dans les massifs de faible résistance, l'avancement du tunnelier est assuré par des vérins longitudinaux qui s'appuient sur le soutènement déjà installé en général constitué de voussoirs en béton préfabriqués.

### 1.4.3 Les différents types de boucliers

Sur le chantier, l'utilisation d'un bouclier est devenue très courante mais dépend de plusieurs critères comme la nature des terrains, la proximité de la surface, le mode de soutènement utilisé.

À partir de ces critères on distingue deux grandes catégories de bouclier :

1. Les boucliers ouverts, à front pressurisé ou non

2. Les boucliers fermés, à front pressurisé ou non.

#### *1.4.3.1 Bouclier mécanisés à front ouvert*

Ce type de bouclier a pour but principal de stabiliser les parois de la galerie avant la mise en place du soutènement. L'excavation en tête du bouclier peut être partiellement ou complètement mécanisée. L'avancement est en général assuré par des vérins hydrauliques qui prennent appui sur le soutènement déjà installé.

Le front à l'endroit choisi. De plus, elles peuvent terrasser une section de forme quelconque visible en permanence et laissent libre l'accès au front

#### *1.4.3.2 Bouclier mécanisés à front confiné (bouclier fermé)*

Ce mode de creusement est utilisé pour les terrains à faible résistance, quand le front de taille ne peut pas assurer l'équilibre des pressions hydrostatiques ou de la pression des terres sans soutènement. Dans ce mode, le terrain est excavé en pleine section par des techniques mécanisées qui réalisent l'excavation des terrains et assurent également le soutènement latéral et frontal. Ces étapes peuvent être réalisées par les différents types de tunnelier.

En fait, dans le cas de creusement par tunnelier, le front de taille est généralement pressurisé (mode fermé) mais il est possible aussi de creuser le terrain selon ses caractéristiques et les conditions hydrologiques dans un mode ouvert (sans appliquer la pression de confinement sur le front de taille pendant le creusement). Dans cette partie bibliographique, on s'intéresse au creusement par tunnelier à front pressurisé qui est la méthode la plus utilisée particulièrement dans les sites urbains.

Le tunnelier est une machine conçue pour l'excavation des tunnels dans les sols à résistance moyenne jusqu'à forte (300 MPa). Plus elle réunit tout ce qu'il faut pour construire automatiquement un tunnel dans des conditions optimales.

Ce type de bouclier est particulièrement adapté aux terrains meubles et aquifères généralement rencontrés dans les formations alluvionnaires et sédimentaires des



Rapport-Gratuit.com

vallées. Il a progressivement remplacé les méthodes de traitement de terrain par congélation ou injection qui s'avéraient nécessaires dans des formations très difficiles, à causes de délais longs et de coûts de réalisation élevés.

Par rapport à un bouclier à front non pressurisé, la différence réside dans la présence d'une cloison étanche à l'avant de laquelle est mobilisée en continu et en permanence une pression de confinement (Atahan, 1995).

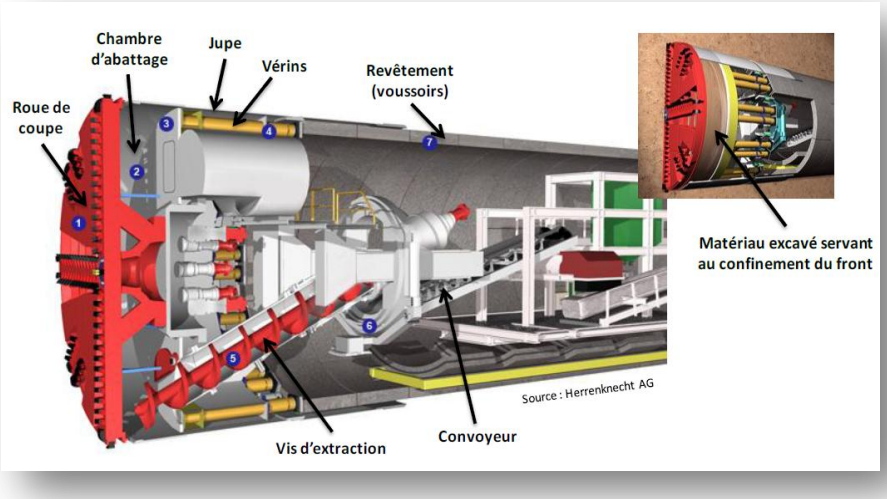



**Fig. 1.10** Tunnelier à front pressurisé, [Herrenknecht AG].Cité par (Berthoz, 2012)

### *A. Bouclier à air comprimé*

Ce type de bouclier fonctionne suivant les mêmes principes que les boucliers à front ouvert, mais permet le creusement de tunnels en présence de terrains meubles contenant de l'eau. Cette technique est cependant limitée aux terrains homogènes, de faible perméabilité.

De plus, une couverture minimale d'au moins un diamètre est nécessaire, afin de réduire les fuites d'air. La présence d'un sas de décompression est indispensable pour le personnel, ce qui augmente les coûts d'exécution et pose des problèmes de sécurité.

### *B. Bouclier à pression de boue*

Dans ce cas, la circulation d'une boue bentonitique sous pression permet d'assurer les fonctions de marinage et de soutènement du front de taille (figure 1.11). Cette boue constitue une membrane appelée "cake" sur le front, ce qui garantit une étanchéité et permet le report des pressions dans le terrain. Le revêtement composé de voussoirs, formant un anneau circulaire, est assemblé à l'arrière et à l'abri de la jupe. L'avancement du tunnelier s'effectue suivant un cycle, qui se compose de deux phases : l'abattage du terrain et la pose du revêtement. Pendant la phase d'avancement un coulis est injecté dans le vide annulaire. Le domaine d'utilisation de ce type de machine est relativement large et comprend notamment les sables et graviers sous la nappe. Les terrains les plus favorables sont ceux qui contiennent 20% à 30% d'argile ou de limon. Dans les terrains argileux, on se heurte souvent au problème de collage du terrain aux outils et de colmatage du circuit de marinage.

**Fig. 1.11** Bouclier à pression de boue (Chantier METEOR à Paris) (CETU, 2005)

### *C. Bouclier à pression de terre*

Ce type de bouclier est basé sur le principe du confinement du terrain dans la chambre d'abattage (figure 1.12). L'excavation s'effectue à l'aide d'une roue de découpage. Les déblais d'excavation s'accumulent dans la chambre d'abattage située entre la tête et une paroi étanche séparant le front de la galerie revêtue. Le marinage est assuré par une vis d'extraction, associée à un système de tapis et de

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

chariots. La vitesse d'extraction des déblais de la chambre au moyen de la vis constitue le principal moyen de contrôle dans la pression de la chambre d'abattage, l'objectif étant d'équilibrer les contraintes existant dans le terrain dans son état naturel.

Cette méthode nécessite un sol suffisamment fluide et homogène, pour pouvoir assurer un soutènement permanent sur toute la surface du front de taille. Les limons sableux constituent a priori les terrains idéaux pour ce type de machine. Dans le cas des argiles, un apport d'eau peut être nécessaire pour augmenter la fluidité du matériau dans la chambre d'abattage.

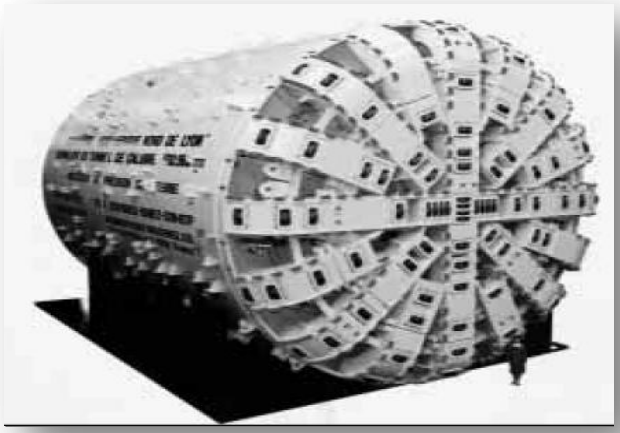


**Fig.1.12** Bouclier à pression de terre (Tunnel de Caluire)

## 1.5 DOMAINE D'APPLICATION DES TUNNELIERS

De par leur conception et leur principe de fonctionnement, les boucliers à confinement sont parfaitement adaptés aux terrains difficiles à médiocres pour lesquels les techniques traditionnelles de creusement de tunnel imposent la modification ou l'amélioration de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques (rabattement de nappe, congélation, traitement par injection, jet grouting).

Cette méthode de creusement au bouclier à confinement reste souvent la seule méthode possible quand les contraintes d'environnement excluent une solution par tranchée couverte ou rabattement de nappe.

Le confinement permet par ailleurs de limiter les décompressions de front de taille et par voie de conséquence les tassements en surface induits par le creusement.

À ce titre, le bouclier à pression de confinement est parfaitement bien adapté aux sites urbanisés et sous faible couverture moyennant un remplissage immédiat du vide annulaire et un blocage efficace du revêtement mis en œuvre à l'abri de la jupe du bouclier, car ce vide remontant progressivement en surface est à l'origine de la majorité des tassements constatés en surface.

## 1.6 PRÉCAUTIONS D'EMPLOI

Elles résultent de la bonne adaptation du bouclier aux conditions du projet, la sensibilité des paramètres géologiques et géotechniques étant telle qu'une remise en cause de la faisabilité ne peut être envisagée en cours de travaux compte tenu des investissements élevés occasionnés par cette méthode.

Des méthodes de reconnaissance spécifiques destinées à réduire les aléas sont préconisés et graduées suivant la nature des terrains et les contraintes inhérentes au site.

L'hétérogénéité des terrains est sans conteste la contrainte la plus importante ; elle nécessite une connaissance parfaite du toit rocheux et de la présence d'obstacles naturels (karst, discontinuités) ou artificiels (pieux, ouvrages enterrés, fondations).

Le choix du type de confinement résultera de la combinaison des caractéristiques hydrauliques (perméabilité et charge hydraulique) ainsi que physiques (granulométrie et porosité). Pour la détermination des paramètres spécifiques au bouclier, ce sont les caractéristiques physiques et mécaniques des terrains qui sont essentielles.

L'attention est également attirée sur les tassements, même réduits, induits par cette méthode et le risque de création de fontis à l'avancement qui nécessite une maîtrise parfaite du confinement. (CETU, 2012)

## 1.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté des aspects généraux sur les constructions souterraines, et ceci en exposant un ensemble assez répondu de procédés de la conception ainsi que les différents modes de creusement et ceci afin d'avoir une idée sur ces différentes techniques.

Les tunnels peu profonds, souvent creusés dans des formations meubles et/ou aquifères, sont la préférence des tunneliers qui ont le gros avantage de pouvoir mieux maîtriser les tassements. C'est en effet primordial lors de la traversée des zones urbaines où le moindre tassement différentiel peut entraîner des désordres dans les bâtiments sus-adjacents. C'est pour cette raison que cette technique a pris une place considérable dans ce chapitre.

Le choix entre les techniques de creusement de tunnel nécessite la prise en compte de nombreux paramètres, principalement le type de sol. Aujourd'hui, le creusement par tunnelier est largement adapté alors que les méthodes conventionnelles sont plutôt utilisées dans les conditions difficiles.

Durant les dernières décennies, les évolutions dans le domaine des études se référant à la conception, la réalisation et le développement des moyens de calculs informatiques dans le domaine des tunnels ont connu un essor important en vue de faire évoluer cet axe de recherche et trouver des solutions pour mieux comprendre et maitriser les mouvements qui en résultent. C'est sur ce point primordial que le chapitre suivant sera concentré.

## Chapitre 2. Perturbation du sol en milieu urbain lors du creusement par tunnelier pressurisé


2.1 INTRODUCTION ..... 26

2.2 MOUVEMENTS DES SOLS ENGENDRES PAR TECHNIQUE PRESSURISÉE ..... 27

2.3 STABILITÉ DES TUNNELS EN MILIEU URBAIN ..... 30

2.3.1 Le creusement dans le milieu urbain ..... 30

2.3.2 Prévision des mouvements du terrain ..... 31

2.3.3 Modélisation des techniques de creusement au tunnelier ..... 32

2.4 TASSEMENTS EN SURFACE ..... 33

2.4.1 Méthodes empiriques de prédiction des tassements ..... 35

2.4.2 Une approche empirique insuffisante ..... 37

2.4.3 Méthodes numériques ..... 38

2.5 MOUVEMENTS HORIZONTAUX ..... 39

2.6 PRISE EN COMPTE DU BÂTI EN SURFACE ..... 41

2.7.1 Types de désordres subis par les constructions en surface ..... 43

2.7.2 Critères de dommages liés aux constructions ..... 45

2.7 CONCLUSION ..... 46

*Chapitre 2*

# Perturbation du sol en milieu urbain lors du creusement par tunnelier pressurisé

## 2.1 INTRODUCTION

La construction de tunnels peu profonds connaît un fort développement en site urbain, en raison du manque d'espace et de l'augmentation des flux (humains, véhicules, fluides, etc…). Afin de ne pas affecter la stabilisation et le fonctionnement des structures existantes en surface comme en profondeur, il importe que les déplacements et les déformations induits par le creusement soient bien maîtrisés. Pour ce type de tunnels, souvent construits à l'aide de tunnelier pressurisé, l'analyse des mouvements effectuée sur plusieurs ouvrages engendrés par ce procédé de creusement a montré qu'ils sont fortement influencés par les paramètres de conduite du tunnelier et les diverses étapes de construction. Il est par conséquent nécessaire de développer et valider des outils autorisant la simulation correcte de ces mouvements en liaison avec les paramètres et étapes de réalisation.

Aujourd'hui, les perturbations du sol ont suffisamment diminué grâce au développement technologique (par exemple la technique pressurisée) dans le domaine des travaux souterrains et à la bonne maîtrise des paramètres de creusement et des machines utilisées.

Dans le présent chapitre nous allons présenter quelques éléments bibliographiques concernant ces techniques de construction et les différents mouvements qu'elles engendrent, nous nous baserons sur des études antérieures telles que les recherches de l'AFTES (1995), Benamar, 1996 ; Mroueh, 1998 ; Dias 1999 ; Atwa et al. , 2001 ; Dolzhenko, 2002 ; Magnan et Serratrice, 2002 ; Trompille, 2003 ; El Houari et Allal, 2008, El Houari et Allal, 2015).

## 2.2 MOUVEMENTS DES SOLS ENGENDRES PAR TECHNIQUE PRESSURISÉE

L'avancement du tunnelier applique sur le front de taille une pressurisation qui affecte l'état de contrainte dans le terrain. La réponse de cette sollicitation se traduit par des mouvements dans les trois directions dans le massif du sol. Ces mouvements seront transmis vers la surface selon le type de sol, la profondeur de l'ouvrage et le mode de creusement.

Les déplacements de surface ont été largement étudiés en raison de leur effet important sur les constructions, particulièrement dans le cas des tunnels urbains (Boubou, 2010 ; Burd, 2000 ; Augard, 1997 ; Houlsby, 1999. ; Liu, 1997, Bloodworth, 1999).

L'évolution de ces déplacements dans le sol à court et à long terme a été reliée aux caractéristiques du terrain creusé, aux paramètres du tunnelier et à son fonctionnement. On peut trouver dans la littérature de nombreuses études qui montrent la complexité des interactions entre les paramètres qui affectent le tassement maximum de surface (Peck, 1969 ; Cording et Hansmire, 1975 ; Attewell, 1977 ; Burd, 2000 ; Loganathan et al., 2000 ; Jacobsz, 2003 ; Mroueh et Shahrour, 2003 ; Maleki, 2011 ; Katzenbach, 2013 ; Dais et Bezuijen, 2014 ). Pour plus de détails nous avons consacré le chapitre 03 à cette thématique…

De même, les mouvements horizontaux engendrés par le creusement dans le sol ont été également étudiés et liés aux paramètres du creusement (Dolzhenko, 2002).

Le véritable processus de creusement d'un tunnel est très complexe et les déformations du front de taille constituent un phénomène tridimensionnel.

Néanmoins en première approche, l'ingénieur est le plus souvent conduit à ramener son problème tridimensionnel à un modèle bidimensionnel et adopte souvent des modèles simplifiés en conditions planes ; Il s'agit évidemment d'une simplification du problème réel.

Dans cette thématique, plusieurs auteurs ont développé des techniques pour rendre compte des aspects tridimensionnels dans les modèles plans. Une fois obtenu les bons paramètres, ces modèles bidimensionnels conduisent fréquemment à des valeurs de déplacements satisfaisantes par rapport aux mesures et à une estimation de la redistribution des contraintes (Nguyen, 2003).

Nous rappelons ici qu'afin de simuler le creusement d'un tunnel trois types de modèles bidimensionnels peuvent être adoptés (Figure 2.1) :

1 Le modèle axisymétrique : l'axe du tunnel est considéré comme un axe de symétrie de révolution du modèle.

La modélisation axisymétrique dans l'axe du tunnel permet l'analyse tridimensionnelle de la stabilité du front de taille et du phasage des travaux. Malheureusement cette méthode induit des hypothèses très restrictives : tunnel circulaire, milieu homogène et isotrope, surface non modélisée. Elle s'applique donc à des tunnels à grande profondeur pour lesquels l'état de contrainte initial est sensiblement isotrope (Dias, 1999 ; Athan, 1995).

2 Le Modèle longitudinal : Le tunnel est considéré comme une excavation de longueur infinie. il s'agit d'une configuration plane en section longitudinale ne présentant pas les mêmes inconvénients, elle autorise une représentation du front de taille.

Toutefois, des comparaisons avec des calculs tridimensionnels montrent que, d'une manière générale, ce type de calcul surestime par un facteur 3 les déplacements engendrés par le creusement du tunnel (Athan, 1995).

Ce type d'analyse peut permettre d'estimer le taux de déformation des terrains en avant du front de taille, et à l'introduire dans un calcul plan en coupe transversale.

3 Le modèle transversal : le tunnel est supposé infiniment long dans la direction de son axe.

Ce dernier modèle est le plus courant : il permet une représentation fidèle des conditions géologiques rencontrées au niveau de la section calculée ; en revanche, il ne permet pas de tenir compte du caractère tridimensionnel lié à la présence du front de taille. Pour effectuer cette étude, on peut envisager une modélisation longitudinale parallèlement à l'axe du tunnel, mais les résultats obtenus sont, en général, pessimistes. En effet l'excavation est considérée comme une bande de longueur infinie alors que le tunnel est circulaire, ce qui conduit à négliger l'effet de voûte se produisant autour du tunnel (Dias, 1999).

Dans la pratique, on utilise le plus souvent une analyse bidimensionnelle en coupe transversale et en déformations planes.

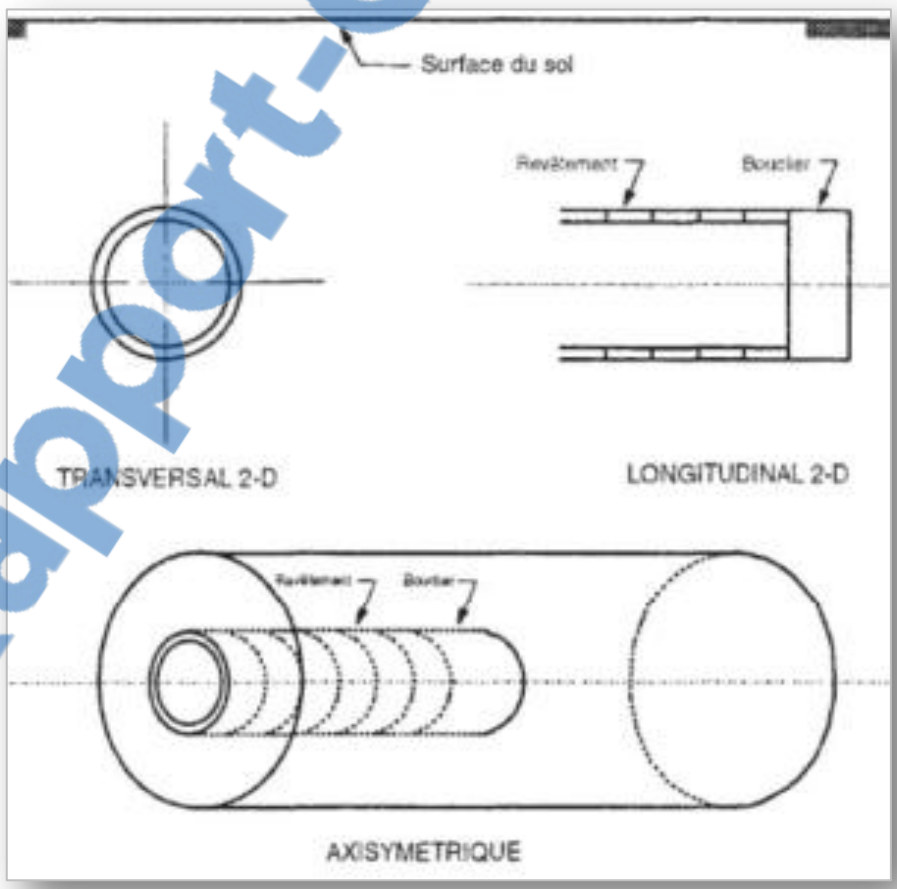



**Fig. 2.1** Modélisation 2D de tunnels (Dias, 1999)

Rapport-Gratuit.com

## 2.3 STABILITÉ DES TUNNELS EN MILIEU URBAIN

Un des aspects majeurs de la conception d'un tunnel est de connaître les conditions de sa stabilité, cette dernière est mise de cause lors du creusement en sol meuble entrainant la perturbation du champ initial des contraintes ainsi que les conditions hydrogéologiques.

Dans le cas particulier des sols fins, la modification du champ des pressions interstitielles peut induire des déplacements différés, cette connaissance joue un rôle capital pour le choix de la méthode de creusement utilisée.

### 2.3.1 Le creusement dans le milieu urbain

Dans la conception des ouvrages souterrains en site urbain, à proximité immédiate d'une construction avoisinante, les ingénieurs doivent non seulement s'assurer de la stabilité propre du tunnel qu'ils construisent mais ils sont confortés à un problème majeur concernant la protection des ouvrages existant contre les risques induits par le creusement. Ils doivent, en parallèle, évaluer l'incidence des choix de tracé et des techniques utilisés.

La réalisation des tunnels est en effet la source de tassements pouvant causer des désordres et des dysfonctionnements inacceptables qu'elles soient en profondeur (canalisations, galeries de métro, fondations profondes) ou en surface (bâtiments, chaussées, ponts).

Dans ce contexte, il apparaît nécessaire de disposer de méthodes efficaces de prévision des tassements et déplacements du massif environnant pour évaluer et en parallèle assurer la stabilité du tunnel et les ouvrages avoisinant lors du creusement.

Plusieurs approches sont ainsi utilisées pour étudier et prévoir l'évolution de ces mouvements. Dans les paragraphes qui suivent, les différentes méthodes seront présentées par le biais d'exemple tirés de la littérature.

### 2.3.2 Prévision des mouvements du terrain

Le contrôle du processus de creusement à l'aide d'un tunnelier, en site urbain, nécessite des outils de prédiction des mouvements du terrain et l'estimation de leur influence sur les structures existantes.

Plusieurs méthodes empiriques et analytiques (Peck 1969; Attewell 1977; O'Reilly et New 1982; Clough et Schmidt 1981; Sagaseta 1987; Mair et al., 1993) ont été proposées.

Peck (1969) propose de modéliser le tassement en surface d'une section transversale en égalant la perte de volume au volume de la cuvette de tassement approchée par une courbe de Gauss.

D'autres auteurs (Attewell 1977; O'Reilly et New 1982; Clough et Schmidt 1981; Mair et al. 1993) ont proposé des valeurs semi-empiriques de la largeur de la cuvette basées sur des observations faites sur un grand nombre d'ouvrages réels. Peu de travaux ont été faits sur les déplacements horizontaux qui peuvent engendrer des désordres en site urbain. (Benmebarek & Kastner, 2000).

Sagaseta (1987) et O'Reilly et New (1982) prédisent les déplacements en supposant que les vecteurs déplacements sont dirigés vers l'axe du tunnel. Cette hypothèse est en contradiction avec les mesures inclinométriques de toutes les sections auscultées du projet de l'extension de la ligne D du métro de Lyon (1993–1995) (Benmebarek & Kastner, 2000) qui montrent un refoulement latéral au niveau de l'axe du tunnel.

Ces méthodes simplifiées permettent d'avoir une estimation rapide des tassements mais elles sont limitées par les conditions géométriques et l'influence du processus de creusement.

Le besoin de développer des outils de modélisation permettant de prédire les mouvements du terrain en relation avec le choix des techniques de creusement a mené à plusieurs tentatives de simulation des opérations de creusement par les méthodes numériques. Cependant, la complexité du mécanisme réel du

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

comportement du sol et l'évolution de la technologie des tunneliers sont les problèmes majeurs des concepteurs.

### 2.3.3 Modélisation des techniques de creusement au tunnelier

La modélisation de la technique de creusement du tunnel au bouclier est un processus très complexe. L'analyse de cette technique permet de définir les principales étapes de modélisations correspondantes.

Boulon et al., (1996) propose une description de la modélisation tridimensionnelle des phases de creusement à l'aide d'un bouclier (Tableau 2.1).

**Tableau 2.1** Phases de modélisation du creusement d'un tunnel. (Dolzhenko, 2002)

| Phases | Description des travaux | Modélisation |
|---|---|---|
| **1** | État initial du massif ou état du cycle précédent. | Initialisation des contraintes et des pressions interstitielles. Annulation des déplacements. |
| **2** | Étapes de creusement et remplacement progressif de pression des terres par une pression de boue. | Rigidité nulle pour les éléments excavés. Application progressive des forces de déconfinement et de la pression de boue. |
| **3** | Fin du creusement.<br>Avancement du bouclier | Rigidité nulle pour tous les éléments excavés. Cisaillement longitudinal pour simuler l'avancement du bouclier. |
| **4** | À l'arrière du front passage du bouclier | Déconfinement au niveau de l'espace annuaire. |
| **5** | Pose des voussoirs en béton préfabriqué | Poids propre de voussoirs. Contact partiel antre les voussoirs et le sol. |
| **6** | Injection de coulis entre le sol et les voussoirs | Variation de volume de l'espace annuaire. Remplissage de l'espace par un fluide pesant (caractéristiques du coulis). |
| **7** | Consolidation du coulis et du sol. Réduction du volume entre le sol et les voussoirs | Variations des propriétés du coulis avec le temps. Augmentation de la résistance d'interface sol-coulis. |
| **8** | Fluage du sol, états à long terme de l'ouvrage | Passage aux propriétés mécaniques à long terme pour les matériaux. Viscoplasticité ou effet différé. |

## 2.4 TASSEMENTS EN SURFACE

La prédiction des tassements en surface étant un élément clé lors de l'exécution des travaux souterrains en site urbain, Les recommandations de l'AFTES (1995) relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain tentent de fournir un éclairage global.

Les tassements de surface résultent d'un double mécanisme d'interaction sol-structure : l'interaction entre le tunnel et le massif, d'une part, et l'interaction entre le massif et la structure environnante, d'autre part. (Magnan et Serratrice, 2002).

L'allure des tassements se présente généralement sous la forme d'une cuvette tridimensionnelle (figure 2.2) qui suit une loi normale de Gauss. Elle est caractérisée par le tassement maximal à l'axe du tunnel ($S_{max}$) et la distance du point d'inflexion de la courbe (i) au plan médian de l'ouvrage.

Les tassements en surface sont symétriques par rapport à l'axe du tunnel. Ceci a été décrit pour la première fois par Marcos (1958). D'autres auteurs tels que Peck (1969), Schmidt (1969) Cording (1975), Attewell (1977), Clough (981), O'Reilly (1982), Rankin (1988) ont confirmé ce résultat.

L'étendue de la cuvette dépend principalement de la nature de sol, du diamètre du tunnel et de sa proximité de la surface. La cuvette des tassements de surface peut s'étendre latéralement jusqu'à 1,5 fois la couverture du terrain dans le cas des argiles, tandis que dans le cas des sables, l'étendu des tassements est moins importante.

Les mesures in situ montrent que les tassements observés en surface ne représentent qu'une partie des déplacements verticaux induits dans le massif en profondeur (Cording et Hansmire, 1977; Ward et Pender, 1981; Attewell et Farmer, 1977). (Dolzhenko, 2002).

Dans le cas des sols argileux, la cuvette de tassement évolue dans le temps ; ce phénomène peu notamment résulter de la consolidation du sol (Atwa et al, 2000).

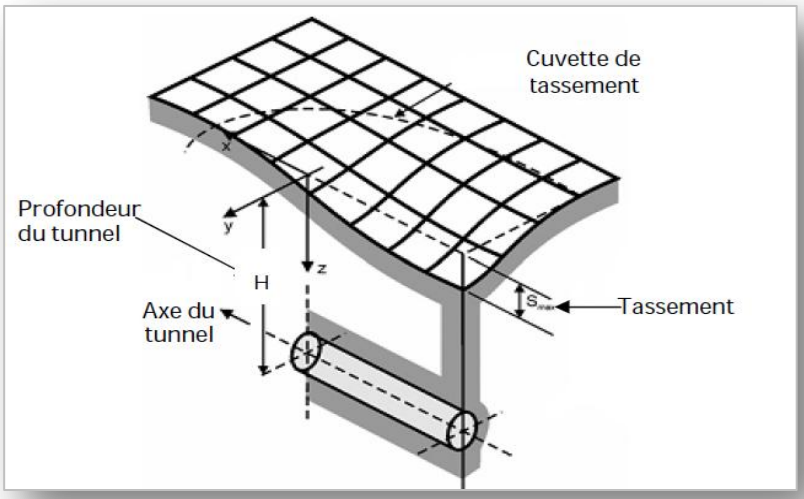



**Fig. 2.2** Forme du tassement en surface
(Vermeer, 2007)

Augarde (1997) a étudié les tassements en surface dus à la construction du métro de Caracas en utilisant la méthode de Sagaseta (1987) et le modèle de Peck et a aboutit à une cuvette plus large que prévue. D'après ses résultats, le modèle de Peck est plus proche de la réalité (figure 2.3).

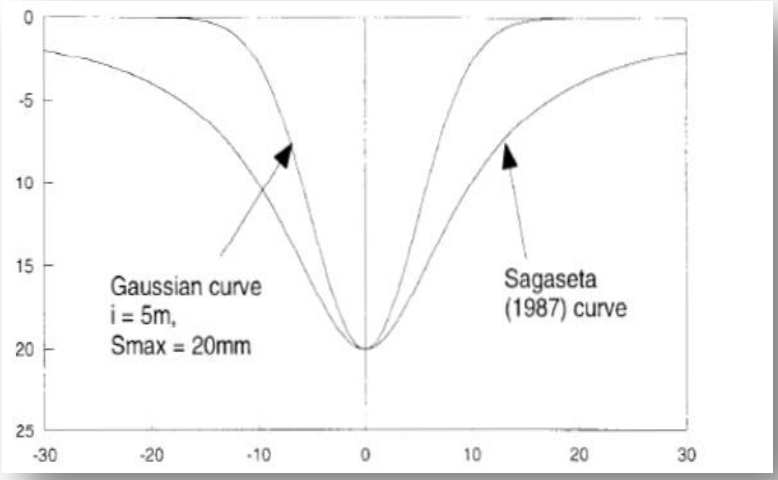



**Fig. 2.3** Profils des cuvettes des tassements (Augarde, 1997)

### 2.4.1 Méthodes empiriques de prédiction des tassements

Des méthodes empiriques visant à estimer les paramètres intervenants dans la prédiction des tassements à partir d'un nombre de données relativement limité tels que la profondeur du tunnel, son diamètre, la nature du massif et la perte de sol sont présentées dans la littérature. (figure 2.4).

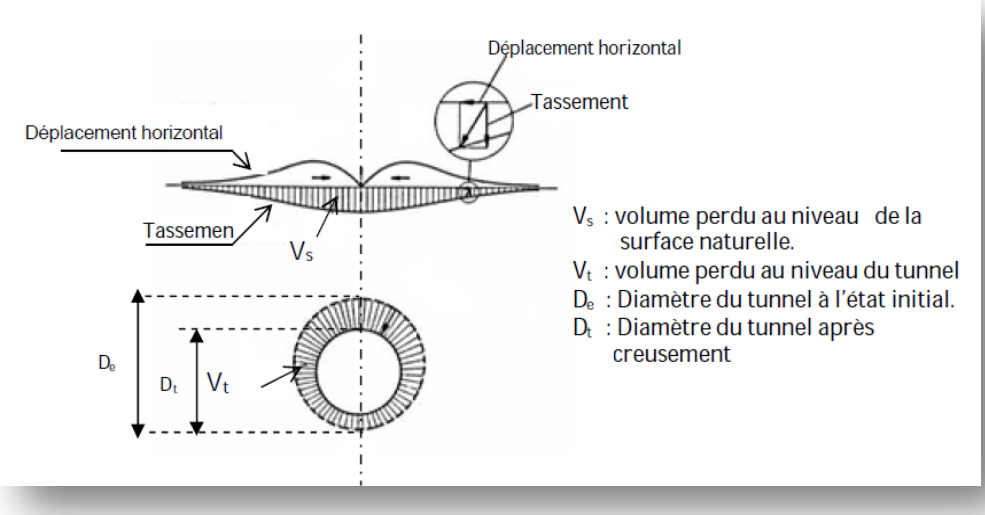



**Fig. 2.4** Mouvement de sol. Perte de volume. (Uriel, 1989. Cité par Dolzhenko, 2002)

La cuvette de tassement est caractérisée par la formulation analytique décrite sous la forme d'une courbe de Gauss : (Peck, 1969)

$$S_v(x) = S_{max} \exp(-x^2/2i^2) \quad \textbf{(2.1)}$$

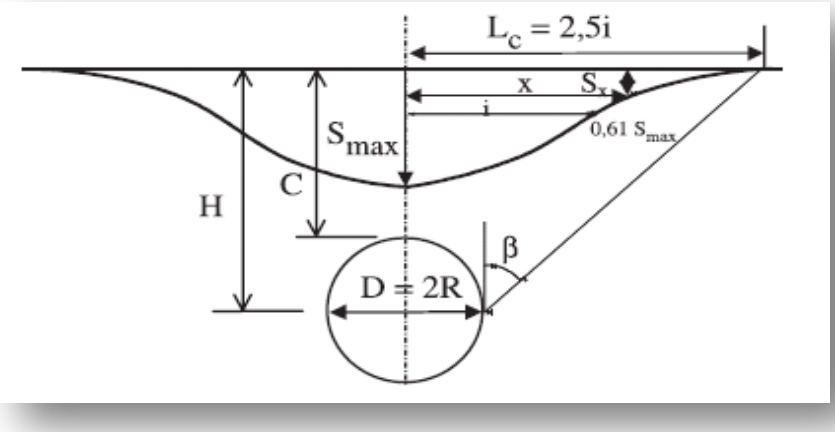



**Fig. 2.5** Profil gaussien de la cuvette de tassement de surface
(Peck, 1969. Cité par Dolzhenko, 2002)

Où:

x : représente la distance horizontale au centre de la cuvette.

Sv(x) : tassement vertical à l'abscisse x.

$S_{max}$ : tassement maximum en surface.

i : représente le paramètre caractéristique de l'étendu de la cuvette (point d'inflexion).

H : profondeur de l'axe du tunnel.

R : rayon du tunnel.

La formule (2.1) donne le tassement final produit loin en arrière du front de taille. Elle ramène l'estimation des tassements à celle de deux paramètres scalaires seulement : le tassement maximum $S_{max}$ sur l'axe d'une part, et le paramètre i, qui donne la "largeur" de la cuvette.

Cette courbe possède les caractéristiques suivantes :

- Son Point d'inflexion pour x=i S (i) = 0,606 $S_{max}$
- Sa courbure maximal pour x =$\sqrt{3i}$ S(i) = 0,223 $S_{max}$
- Sa demi-largeur Lc = $\sqrt{2\pi i}$ = 2,5 i

Son volume déplacé par unité de longueur excavée Vs qui évolue au fur et à mesure des phases de creusement ;

D'après la formule de Peck (1969) en connaissant les paramètres i et $S_{max}$ le volume de la cuvette de tassement peut être déterminé par l'intégration de la formule 2.1 :

$$V_s = (2\pi)^{1/2} \times i \times S_{max} = 2.5 \times i \times S_{max} \quad \textbf{(2.2)}$$

Peck a noté que les sols de différentes natures ont donné des rapports distincts de paramètre de largeur de cuvette à la profondeur de tunnel (Bloodworth, 2002).

Pour le tassement en surface, un rapport approximatif simple est donné par Liu (1997) déterminant le point d'inflexion :

$$i = K \times H \quad \textbf{(2.3)}$$

Pour les sols cohérents le coefficient K est habituellement dans la gamme de 0.4 à 0.5 et pour les sols pulvérulents, ce coefficient est de l'ordre de 0.25 à 0.35 (Bloodworth, 2002).

En cas d'un tunnel circulaire, Greenwood (2003) donne la formule suivante :

$$S_{max} = \frac{\sqrt{2\pi}Vt}{8KH} D^2 \longrightarrow S_{max} = \frac{0{,}313\ Vt}{i} D^2 \quad \textbf{(2.4)}$$

### 2.4.2 Une approche empirique insuffisante

Les déformations liées au déconfinement du sol lors de la construction d'un tunnel sont le résultat d'une interaction complexe entre le sol, le tunnel et les ouvrages préexistants. En raison de cette complexité, l'approche habituelle consistait à proposer des règles empiriques basées sur l'observation : l'amplitude et l'étendue de la cuvette de tassement sont évaluées en fonction de la géométrie de l'ouvrage et de la nature du sol.

L'évolution rapide des techniques de construction (tunnelier pressurisé), visant notamment à réduire les risques d'instabilité ainsi que l'amplitude des déformations, rend cette approche empirique insuffisante. (Kastner, 1996)

Parallèlement, l'augmentation de la puissance des moyens de calcul ainsi que les avancées récentes concernant la modélisation du comportement du sol permettent d'envisager la mise en œuvre de moyens d'évaluation non empirique des tassements.

Dans ce contexte, l'objectif était de mettre au point des procédures de modélisation des mouvements du sol provoqués par la réalisation de tunnels peu profonds en sol meuble.

Deux approches sont développées dans cette optique :

1 La première, expérimentale, vise à acquérir un ensemble d'observations et de mesures de qualité, susceptibles de constituer une base d'évaluation critique des différentes approches de calcul;

2 La seconde vise à mettre au point et évaluer les performances de procédures de modélisation des effets du creusement, à différents niveaux de complexité.

L'approche expérimentale repose pour l'essentiel sur l'expérimentation in situ, seule susceptible de fournir des données de référence. Ces expérimentations sont cependant utilement complétées, pour l'étude de points particuliers, par des essais sur modèle réduit, ainsi que des modélisations numériques. (Kastner, 1996)

### 2.4.3 Méthodes numériques

La complexité croissante des problèmes rencontrés nécessite une utilisation de plus en plus courante de puissantes méthodes de calcul numériques informatisées qui permettent de traiter des problèmes pratiquement insolubles par les moyens théoriques classiques : la résolution analytique exacte du problème est remplacée par une méthode approchée de calcul numérique.

La méthode numérique d'analyse des structures la plus générale et la plus puissante est la méthode des éléments finis.

C'est en 1956 qu'apparaît le concept d'éléments finis : le milieu élastique continu à deux dimensions est remplacé par un assemblage d'éléments sur lesquels les déplacements sont supposés varier linéairement. Cette méthode permet la prise en compte d'hétérogénéité des couches, de lois de comportement sophistiquées, de conditions initiales et aux limites proches des conditions réelles, voire l'effet du temps. Elle est en particulier très efficace dans l'étude des milieux continus, surtout pour des problèmes non linéaires, des géométries complexes et des phasages (prise en compte de l'interaction sol-structure). Toutefois, les calculs tridimensionnels sont encore lourds et le recours à des représentations bidimensionnelles peut poser certains problèmes de représentativité.

Les méthodes numériques sont basées sur la discrétisation du problème en éléments finis et sur un modèle du comportement, ils permettent d’obtenir le champ des déplacements et des contraintes en tout point du massif autour de

l'excavation et de traiter une large gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes.

L'avantage incontestable des méthodes numériques est d'aborder des problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée.

Les moyens de calcul, en matériel et en logiciel étant devenus très accessibles, actuellement les ingénieurs utilisent les méthodes numériques pour l'étude des ouvrages souterrains. Dans ce cas, l'objectif est de modéliser le déconfinement provoqué par le creusement des tunnels afin de déterminer les champs de déplacements et de contraintes au sein du massif. En considérant un type d'approximation numérique, ces méthodes font appel aux modèles de comportement du sol pour la simulation des chemins de sollicitation que l'on rencontre dans le cas d'un problème réel. (Janin, 2012).

## 2.5 MOUVEMENTS HORIZONTAUX

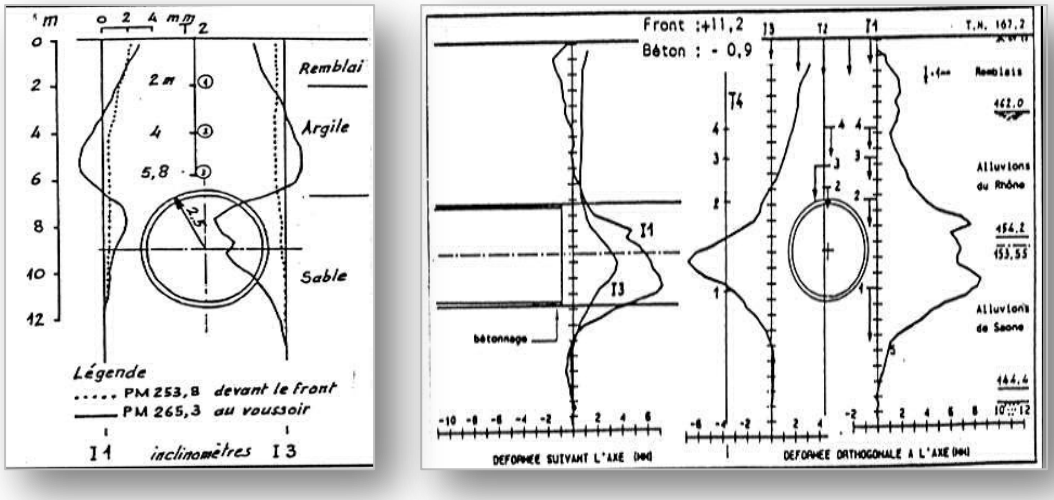
Les déplacements horizontaux dans le massif sont mesurés, dans les directions longitudinale et transversale, à l'aide d'inclinomètres.

Les déformées inclinométriques transversales (figure 2.6 a), issues des mesures présentées par Bernat (1996), montrent que le terrain situé en surface à tendance à converger vers le centre de la cuvette ; en outre un « ventre » apparait à la hauteur de l'excavation vers le vide créé.

Dans le cas du tunnelier à front pressurisé (Ollier, 1997) ce ventre se manifeste, en revanche, dans la direction opposée (figure 2.6 b).

L'effet de cette méthode de creusement est également visible dans la déformée inclinométrique longitudinale où le terrain se trouve entraîné vers l'avant au cours du creusement.

Rapport-Gratuit.com




(a) (b)

**Figure 2.6** (a) Inclinomètres de Bordeaux (Bernat, 1996). (Janin, 2012)
(b) Déformées inclinométriques de Lyon (Ollier, 1997)

Serratrice (1999) a réalisé une analyse complète des mesures menées sur une section du premier tube de Toulon. L'instrumentation comprenait quatre couples inclinomètre-extensomètre. Les mesures des inclinomètres confirment, dans la direction perpendiculaire à l'axe du tunnel, les résultats obtenus par Bernat (1996). Par ailleurs, un autre phénomène significatif est mis en évidence (figure 2.7) : dans la direction longitudinale, les premiers mètres des inclinomètres montrent un basculement vers l'arrière à l'approche du front, puis vers l'avant après son passage. Ainsi, le sol en tête semble suivre directement l'avancée du front de taille. Un ventre de déplacement se manifeste également à la profondeur du tunnel mais il ne revient pas après le passage du front, en montrant qu'il s'agit d'un volume de terrain «perdu » qui ne peut pas être récupéré. Enfin, il a été conclu qu'il faut descendre l'inclinomètre bien au-dessous du radier afin d'avoir plus de précision à ce niveau.

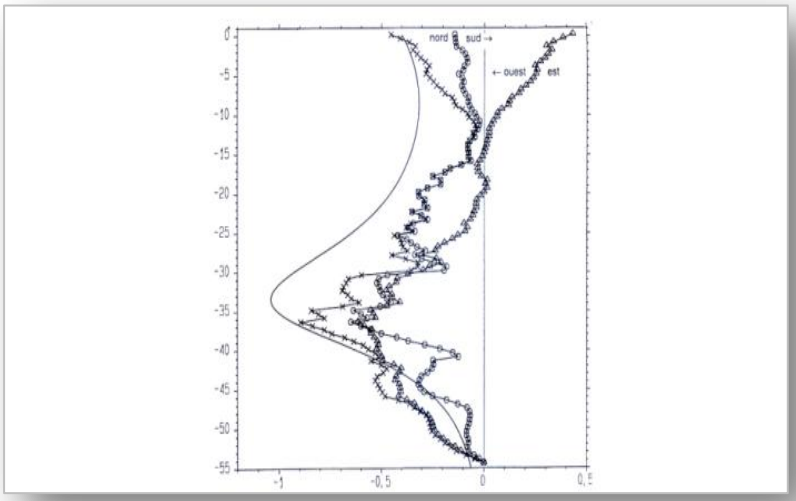



**Fig. 2.7** Mesures inclinométriques, premier tube de Toulon (Janin, 2012)

O'Reilly et New (1982) présente la formule suivante pour le calcul du déplacement horizontal.

$$S_H(x) = \frac{x.Sv(x)}{H} \quad \textbf{(2.5)}$$

Avec :

$S_H(x)$ : Déplacement horizontal.

H : Profondeur du tunnel.

$S_v(x)$ : Déplacement vertical.

$x$: Distance horizontale de l'axe du tunnel.

## 2.6 PRISE EN COMPTE DU BÂTI EN SURFACE

Dans le cas de tunnels en milieu urbain, un problème important à étudier est également l'interaction entre les ouvrages préexistants et les tassements provoqués par l'excavation.

Des méthodes d'évaluation des dommages des bâtiments sont présentes dans la littérature.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Ces relations semi-empiriques se basent sur la prévision des tassements de surface en terrain libre, cependant, des études numériques ont mis en évidence que la prise en compte des bâtiments et de leur rigidité modifie la réaction du massif en surface (Mroueh, 1998 ; Augarde, 1997, Maleki, 2011). L'étude de l'interaction entre le sol et la structure du bâti devient ainsi importante.

Une approche possible pour étudier ce phénomène est représentée par des essais physiques sur des modèles réduits.

À titre d'exemple, on peut citer l'étude d'Emeriault et al. (2008) concernant l'influence de la position du bâti sur les tassements du sol. L'analyse a mis en évidence que la position de la structure a un effet significatif soit sur la forme soit sur l'amplitude des tassements.

Toutefois, grâce au développement des codes de calcul, l'approche numérique est la plus utilisée. Elle permet en effet de simuler la géométrie tridimensionnelle du cas réel à analyser, compris celle des bâtiments.

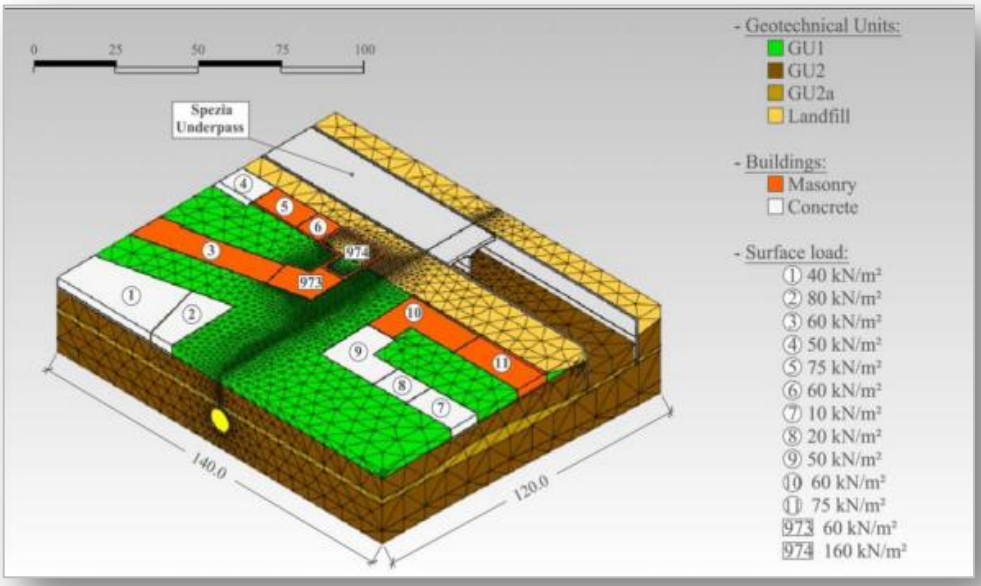



**Fig. 2.8** Modèle 3D du passage du tunnelier dans du Metro Turin (Barla, 2011) (janin, 2012)

Le travail de Mroueh et Shahrour (2003), consacré à la modélisation numérique de l'interaction entre l'excavation d'un tunnel et une structure située en surface (fig. 2.9), apporte des éléments nouveaux dans la prise en compte du bâti existant. Il apparaît que les efforts induits par le creusement d'un tunnel dépendent largement de la présence ou non d'une structure en surface, et que le fait de négliger la rigidité d'une telle structure conduit à une surestimation des mouvements de sol et donc des efforts induits. L'hypothèse habituelle d'une modélisation de l'excavation en champ libre et de l'application des déplacements obtenus à une structure est très conservative. Il est également noté que la prise en compte du poids de la structure dans l'estimation des contraintes initiales du sol est d'un intérêt majeur.

Pour plus de détails, nous avons consacré le chapitre suivant à cette thématique.

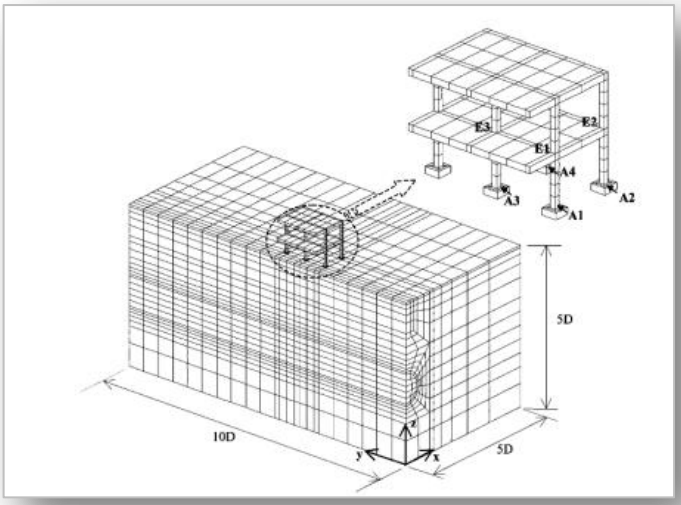



**Fig. 2.9** Modèle numérique 3D de prise en compte de l'interaction excavation-bâti (Mroueh et Shahrour, 2003)

### 2.7.1 Types de désordres subis par les constructions en surface

Les recommandations publiées par l'AFTES rappellent que « *Quelle que soit la technique de construction employée (même avec la technique de tunnelier) pour réaliser un ouvrage en souterrain, il se produit des déplacements autour de*

*l'excavation qui se propagent dans le massif et peuvent atteindre la surface. Ces déplacements, selon leur amplitude, leur extension, leur direction et leur vitesse de propagation peuvent causer des désordres dans le bâti situé dans l'environnement de l'ouvrage (bâtiments, ouvrages d'art, chaussées, réseaux enterrés, souterrains, etc...)* ». On retiendra que les mouvements du bâti et du terrain sont en interaction et que la rigidité de la construction tendra à réduire les déplacements de la structure par rapport aux mouvements du terrain seul". (Bernat, 1996)

On peut avoir recours à plusieurs paramètres afin de chiffrer le type de sollicitation subie par la structure (fig. 2.10) :

- Le tassement (ou soulèvement) uniforme
- Le tassement différentiel
- Le déplacement horizontal d'ensemble
- Le déplacement horizontal différentiel
- La déflexion relative entre 2 points
- La rotation d'ensemble ou inclinaison
- La distorsion angulaire
- L'indice de courbure de la structure

L'observation des dommages montre qu'ils sont essentiellement liés à la combinaison de la distorsion angulaire (proportionnelle à la pente de la cuvette de tassement) et à la déformation horizontale (qui peut endommager des constructions qui ne sont pas latéralement liées ensemble ou des réseaux enterrés).

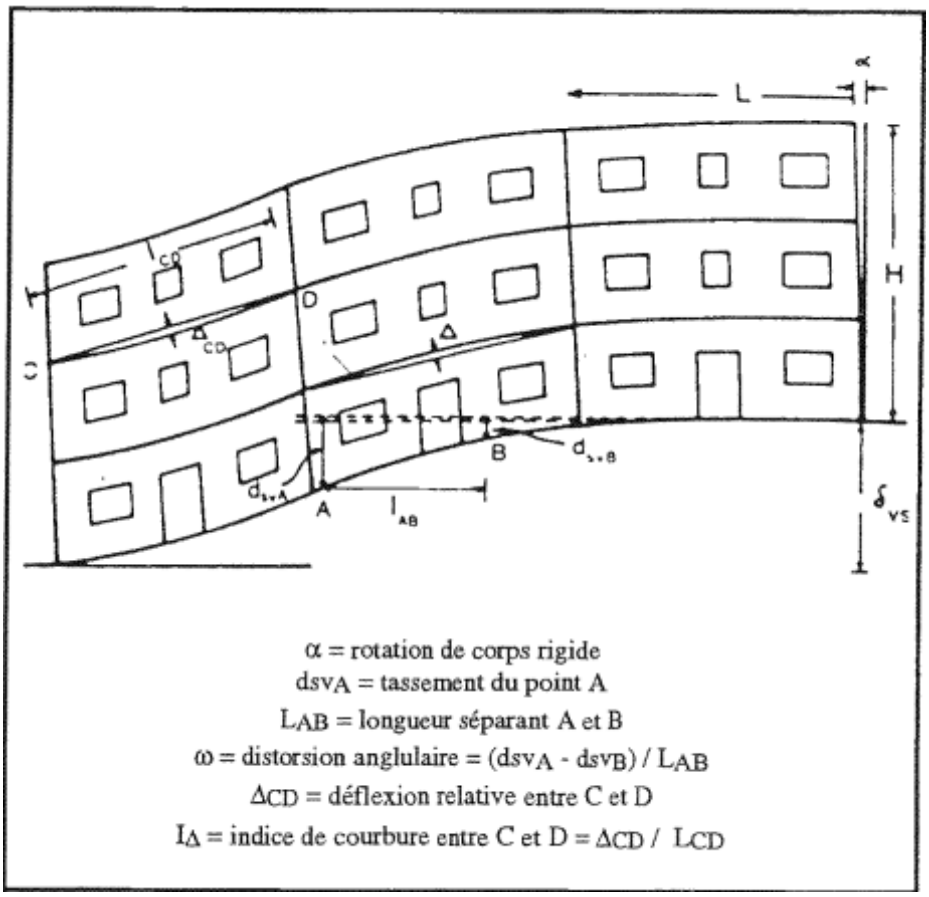



**Fig. 2.10** Définition des paramètres caractéristiques des mouvements subis par la structure (Bernat, 1996)

### 2.7.2 Critères de dommages liés aux constructions

Selon Peck, le tassement maximum admissible en surface est de l'ordre de 25 mm (dans les sables), 40 mm (sables) à 65 mm (argiles) pour une fondation isolée et de 60 mm (sable) à 100 mm (argile) pour un radier (Skempton), du millième de la hauteur de la couverture pour Louis.

Cependant, la détermination du maximum des tassements admissibles doit se faire cas par cas, avec la plus grande prudence, en ayant soin de tenir compte du comportement du terrain, de la nature et des constructions de surface. (Bernat, 1996).

## 2.7 CONCLUSION

Les mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel sont liés à un processus complexe qui dépend de la nature du sol, des méthodes de creusement et de la géométrie de l'ouvrage à réaliser. De ce fait, la connaissance de ces mouvements permet de contrôler et limiter et même prédire leurs dégâts.

À travers ce chapitre, nous avons exposé le comportement des sols causé par le creusement des tunnels et nous nous sommes intéressés, plus précisément, au creusement en site urbain ainsi en adoptant la technique pressurisée.

Les formules empiriques existantes dans la littérature décrivant ainsi les différents mouvements en surface sont présentés. Bien sûr, il faut noter que ces formules ne peuvent être prises à la légère et doivent être vérifiées par rapport aux calculs numériques et évidemment les comparer aux résultats expérimentaux.

L'interaction avec les bâtiments et l'ensemble des phénomènes mis en jeu peuvent être considérés et évaluée en se basant sur les calculs bidimensionnels comme une première approximation qui devrait être comparée aux résultats expérimentaux d'où le but du chapitre suivant.

## Chapitre 3. Tunnels en site urbain : Interaction Creusement-Structure

3.1 INTRODUCTION ..... 48

3.2 GÉNÉRALITÉS SUR LE PHÉNOMÈNE DE L'INTERACTION TUNNEL– OUVRAGES AVOISINANTS ..... 49

3.3 INTERACTION CREUSEMENT - FONDATION PROFONDE ..... 50

3.4 INTERACTION : TUNNEL- STRUCTURE EN SURFACE ..... 51

3.5 MODÉLISATION DU CREUSEMENT A L'AIDE DE TUNNELIER ..... 57

3.4.1 Études numériques du problème de l'interaction ..... 58

3.6 REVUE DE LITTÉRATURE ..... 59

3.7 CONCLUSION ..... 66

*Chapitre 3*

# Tunnels en site urbain : Interaction Creusement-Structure

## 3.1 INTRODUCTION

Tous les ouvrages de génie civil sont en contact avec des sols ou des roches : cette interaction peut être localisée, dans les fondations de bâtiment ou d'ouvrage d'art, plus complexe dans les soutènements, ou totale dans le cas des tunnels.

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol.(Tamahoult& Branci, 2010)

L'espace souterrain des villes contient des bâtiments, des réseaux d'installations, des fondations profondes et des tunnels. Il est possible que de nouveaux tunnels soient construits à la proximité des fondations existantes.

Et comme cette interaction est complexe, les hypothèses de conception de nouvelles fondations à proximité de tunnels existants sont souvent conservatrices. Une meilleure compréhension de ce problème est essentielle pour le développement de modèles plus économiques à l'avenir.

Cette interaction doit être évaluée correctement de sorte qu'il soit possible d'assurer la sûreté du tunnel ainsi que celle des structures avoisinantes en passant par leurs fondations.

Dans ce chapitre, nous allons présenter un état de l'art concernant l'interaction entre les tunnels et les ouvrages avoisinants dans le but de donner un aperçu sur ce phénomène assez délicat.

## 3.2 GÉNÉRALITÉS SUR LE PHÉNOMÈNE DE L'INTERACTION TUNNEL–OUVRAGES AVOISINANTS

Le creusement d'un tunnel en sol meuble cause incontestablement des mouvements dans le massif encaissant dans les deux directions verticale et latérale, ainsi pouvant avoir un impact sur les structures existantes. Dans ce type de situation, les ingénieurs sont confrontés à un problème délicat, celui d'assurer la stabilité du terrain, et des ouvrages avoisinants. Ces problèmes résultent de deux origines, à savoir la nature hétérogène et meuble des terrains rencontrés en site urbain, et la faible profondeur de ces tunnels qui implique une forte interaction entre le creusement et ces ouvrages existants.

Les effets peuvent être bien plus prononcés dans le cas des structures construites sur des fondations profondes, où le creusement d'un tunnel pourrait potentiellement être effectué très proche de ce type de fondations. Dans ces cas-ci, au moins deux aspects importants doivent être considérés par le concepteur, voire les tassements en surface et les déformations subies par fondation elle-même. (Burd, 2000).

Aussi, il paraît nécessaire pour la détermination de ces déformations induites de disposer d'un outil de calcul fiable et d'une méthodologie correcte qui permettent de prendre en compte la complexité du problème résultant à la fois du fort non

Rapport-Gratuit.com

linéarité (comportement du sol et conditions d'interface) et de l'évolution de la géométrie.

Cette interaction entre les structures existantes et les ouvrages souterrains est un phénomène complexe où le comportement du massif environnant représente un des aspects majeur du problème. Elle dépend de l'ensemble des rigidités du sol, de la fondation et des structures. On distingue quatre modes d'interaction : (Bourgeois, 2006)

1 Effets des mouvements du sol sur le comportement des structures.
2 Action des structures sur le sol environnant.
3 Interaction entre structures voisines par l'intermédiaire du sol (tunnels peu profonds, intersection de galeries, pieux, etc.).
4 Effet du renforcement des sols (pieux, géo synthétiques, ancrage….).

Les phénomènes d'interaction se manifestent dans la thématique des ouvrages souterrains de plusieurs manières et sur différents aspects, nous pouvons citer:

1 L'interaction entre les tunnels et les structures en surfaces (bâtiment, pont, barrages .etc.),
2 Les tunnels et les structures enterrées (fondations qu'elles soient profondes ou superficielles, tunnels, réseaux de communication etc.).

Dans ce but, les paragraphes suivants vont mettre le point sur ces disciplines afin de donner quelques éclaircissements;

## 3.3 INTERACTION CREUSEMENT - FONDATION PROFONDE

L'interaction du sol avec la structure est un phénomène important à considérer pour une bonne évaluation de la vulnérabilité des ouvrages. Alors que les tunnels sont utilisés dans de nombreuses zones urbaines, l'évolution de la ville en général exigent des fondations profondes pour la construction d'immeubles de grande

hauteur. Cela conduit à une interaction évidente entre les tunnels et ce type de fondations.

La plupart des études de cas ont montré des dégâts limités sur les structures supportées par des fondations profondes. Cependant, ces constructions portent une grande incertitude qui fait que le mécanisme de l'interaction tunnel- fondations profondes ne soit pas complètement compris. (Dias & Bezuijen, 2014)

En outre, les contraintes autour des piles sont généralement plus importantes que celles des fondations superficielles.

Les mouvements du sol induits par le creusement ont été étudiés par de nombreux chercheurs à l'aide de modèles expérimentaux sur des centrifugeuses. La majorité de ces études ont adopté une série de modèles en déformations planes dans des couches d'argile et de sable.

Loganathan et al.(2000) ont également étudié les effets de tunnel sur les déformations du sol et de piles en effectuant des essais sur modèle de centrifugeuse, ils ont constaté que pour la modélisation numérique une analyse élastique peut être réalisée avec une précision raisonnable à des valeurs de perte de volume de moins de 5%. Ils ont présenté une solution pour le mouvement du sol.

Quant à Jacobsz (2003), il a étudié les effets du creusement sur des fondations profondes en utilisant une approche très similaire à celle de Loganathan et al. (2000) qu'ils ont utilisé dans leurs essais de centrifugeuses. (Dias & Bezuijen, 2014)

Les études mentionnées ci-dessus ne prenant en compte que le cas de déformation plane ne pouvaient par conséquent simuler l'avancement au front et le processus de construction d'où la limite de ce type de modélisations.

## 3.4 INTERACTION : TUNNEL- STRUCTURE EN SURFACE

En raison du volume de la circulation sans cesse croissante dans la plupart des régions métropolitaines de grands projets d'infrastructure sont accomplies,

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

principalement dans le but d'améliorer le transport en commun (bus, métro, train, tram) et le trafic individuel (voitures, piétons).Cela signifie, que les constructions souterraines dans les zones urbaines à forte densité comme les tunnels de métro, les tunnels routiers et ferroviaires sont réalisées dans presque toutes les grandes villes, par exemple le métro d'Alger, le métro à Vienne, le métro à Rome, le métro Budapest, les tunnels routiers à Madrid, les tunnels de métro et de chemin de fer à Berlin et la ligne de chemin de fer à grande vitesse à Barcelone. (Katzenbach, 2013).

Toutes ces constructions souterraines sont le parfait exemple d'interaction avec les structures qui existent en surface, demandant ainsi des études et des analyses irréprochables pour la bonne maitrise des déformations des massifs environnants dans le but de prévenir quelconques dommages pouvant nuire aux constructions avoisinantes.

Le retour d'expérience de cas précédents a ouvert la voie à la mise en place de diverses relations empiriques entre le mouvement du sol causés par le creusement et les dommages de structure associée (Burland et Wroth, 1974; Boscardin et Cording, 1989; Burland, 1995; Mair et al, 1996), ces méthodes sont largement utilisées dans la pratique.

En réalité, une analyse rigoureuse du problème tunnel-structure est une tâche difficile, en raison de plusieurs facteurs tels que :

1 La forte interaction entre les tunnels et la structure adjacente,

2 La nature 3D de ce problème.

3 Le comportement géométrique non linéaire impliqué qui conduit à utiliser une méthode numérique d'appréciation (Mroueh et Shahrour, 2003).

Différentes approches ont été utilisées pour représenter l'interaction tunnel-bâtiment avec des niveaux de détails variables dans les méthodes numériques, deux étapes consécutives sont exécutées :

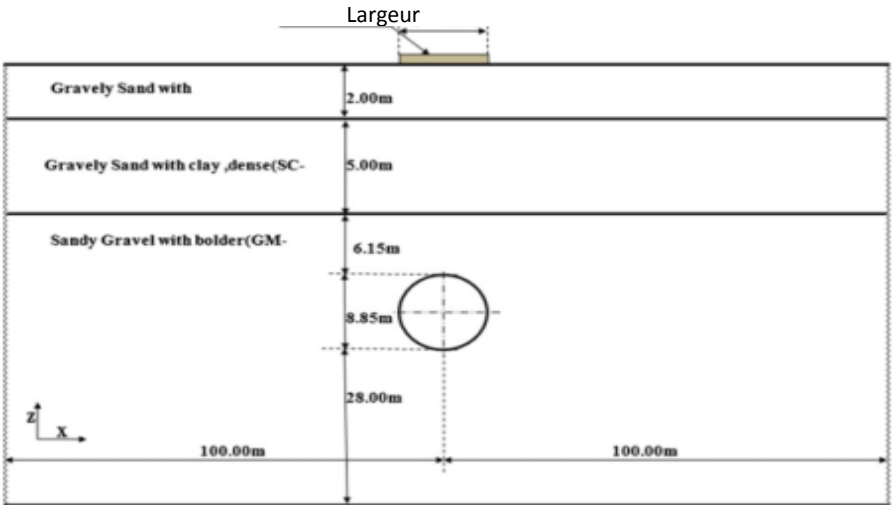
1 La première étape porte sur la détermination du mouvement du sol induit par l'effet du creusement à l'aide empirique (Peck, 1969), analytique (Sagasta, 1987; Verruijt et Booker, 1996) ou des méthodes numériques qui a été largement étudiée par de nombreux chercheurs (par exemple González et Sagaseta (2001) et ITA / Rapport AFTES (2007) études)
2 Et dans la seconde étape l'analyse structurelle du bâtiment soumis au tassement du sol calculée dans la première étape est effectuée. (Maleki et al, 2011)

Selon les travaux de Mroueh et Shahrour (2003) l'approche simplifiée peut être considéré comme très conservatrice. Dans la modélisation 3D, les détails de la construction peuvent être modélisés.

L'avantage de ce modèle 3D est que le bâtiment peut être pris en compte dans toutes les configurations géométriques par rapport à l'axe du tunnel. Trois exemples de ces analyses sont les œuvres de Mroueh et Shahrour (2003), Burd et al. (2000) et Keshuan et Lieyun (2008).

Dans l'analyse de déformation plane, le bâtiment est décrit par sa largeur et son hauteur et les détails peuvent être incorporés dans le modèle. Les résultats obtenus à partir des analyses 2D montrent que les cuvettes les plus étroites de tassement ont été prédites lorsque la non-linéarité des sols aux petites déformations ont été modélisée (Chow, 1994).

L’étude de Maleki et al, 2011 est définie dans le cadre de l’interaction tunnel-structure adjacente. Elle met l'accent sur l’influence du bâtiment sur les mouvements du sol induits par l’excavation d’un tunnel. Un ensemble d’analyses EF a été réalisé pour étudier Les effets de l'interaction entre le tunnel et la structure avoisinante. (Voir Fig.3.1).



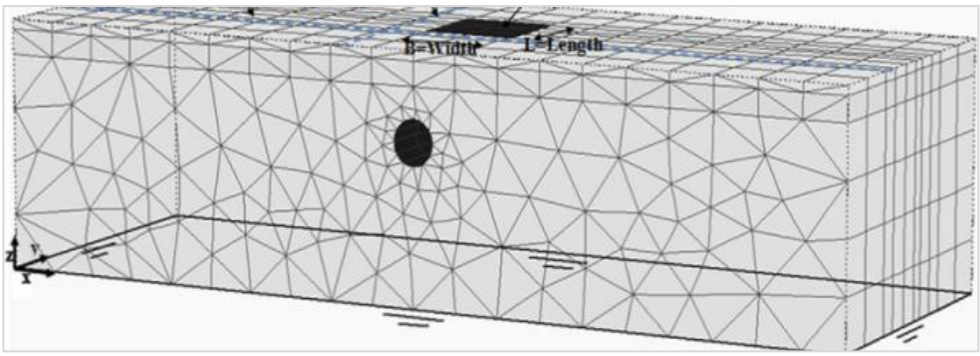




**Fig.3. 1** vue en plan de la géométrie de a ligne de Thran métro
Déformation de maillage de mesure de mouvement du sol. (Maleki, 2011)

La répartition du tassement en surface dans deux cas avec et sans tenir compte de la rigidité du bâtiment a été présenté sur la figure (3.2).

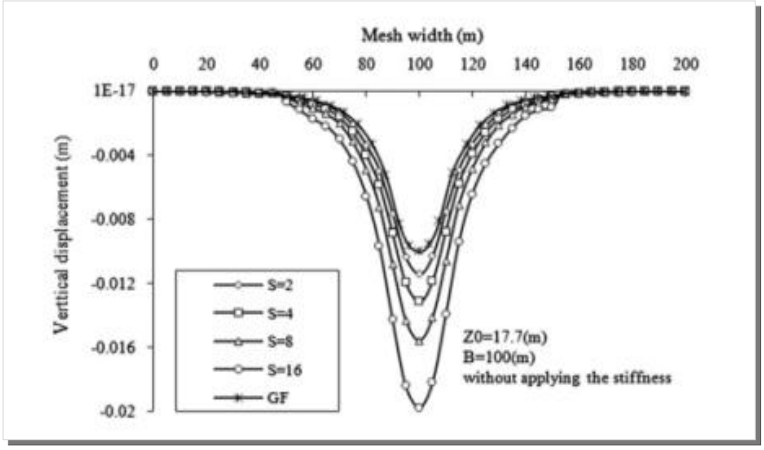
Il est clair que la distribution de tassement est effectivement influencée par cette rigidité de la construction.

En fait, la rigidité de la construction provoque un tassement uniforme sous la fondation, cette uniformité est augmentée par l'augmentation de la rigidité. (Maleki et al, 2011)

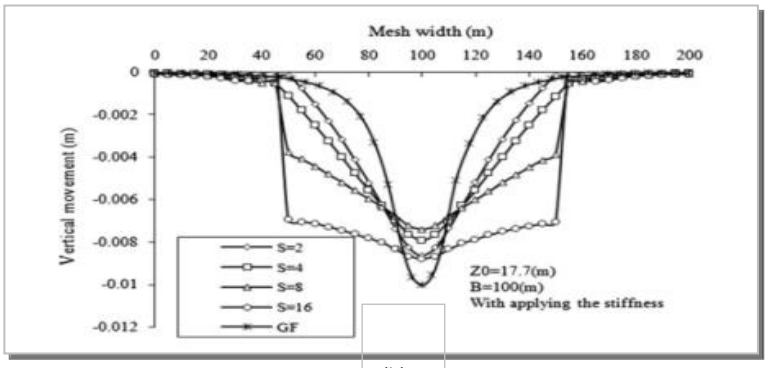
Aussi nous remarquons à travers ces résultats qu'en considérant l'effet de la rigidité du bâtiment que les tassements maximums diminuent en augmentant le nombre d'étages (appelé sur la figure « S »).

La rigidité de la structure joue un rôle important dans le problème d'interaction structure-tunnel. En fait, les mouvements dus au creusement sont contrôlés par la raideur de la structure

Le poids de la structure est aussi un facteur fondamental dans les mouvements de sol provoqués par le creusement Ces mouvements ont généralement augmenté par l'augmentation du poids de la structure (Fig. 3.2a)




(a)




(b)

**Fig. 3.2** a) Profil de tassement en surface sans application de la rigidité du bâtiment
b) Profil de tassement en avec application de la rigidité du bâtiment. (Maleki, 2011)

Le profil des mouvements verticaux en surface pour différentes largeurs du bâtiment a été présenté sur la (Fig.3.3). Les résultats des auteurs indiquent que, pour les largeurs importantes le tassement maximal est diminué, mais un grand

domaine de terrain est influencé en raison du creusement du tunnel. (Malik et al, 2011).

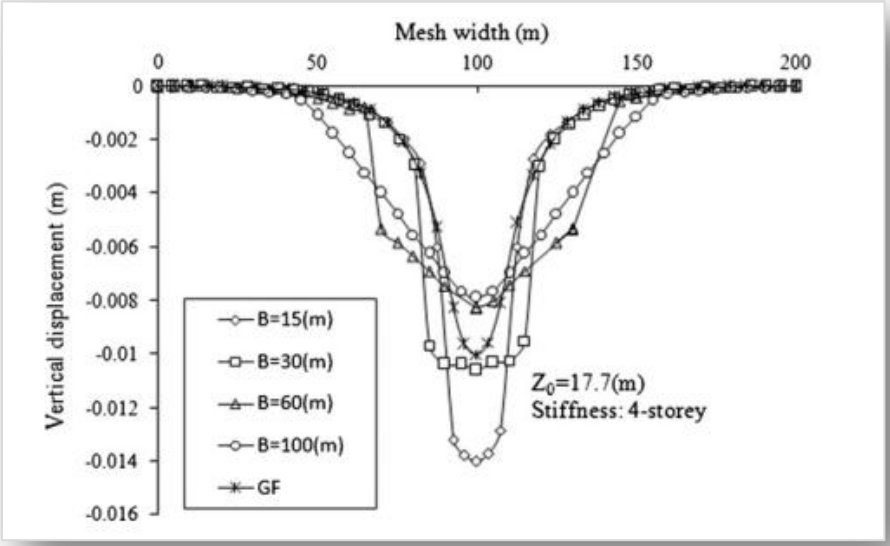



**Fig 3.3** Le profil de tassement en surface pour différent largeur du bâtiment (Maleki, 2011)

Comme a été déjà cité plus haut, en raison de l'emplacement dans les sites urbains, les constructions souterraines doivent être réalisées dans un contexte très sensible, comme pour les bâtiments de grande hauteur et biens du patrimoine mondial un exemple type de ce dernier la Sagrada Familia (Fig 3.4).

**Fig 3. 4** Nativité façade de Sagrada Familia .(Katzenbach et al, 2013)

Par conséquent, les exigences relatives à ces projets d'infrastructure en ce qui concerne la précision et la minimisation des impacts sur l'environnement sont extrêmement élevées.

En se basant sur des investigations importantes et des études analytiques de sol ainsi que l'utilisation de simulations numériques en combinaison avec des examens complets de la construction et l'utilisation de méthodes d'observation, on peut garantir la sécurité et la fonctionnalité des constructions concernées.

Afin de garantir la sécurité de la Sagrada Familia et d'éviter des tassements des sols des solutions ont été adoptées en utilisant un mur de pieux forés qui a été construit entre Glory façade de la Sagrada Familia et le tunnel. Le diamètre des piles est de 1,5 m et son loin du centre du tunnel de 2 m et ont une longueur d'environ 40 m (figure 3.5).

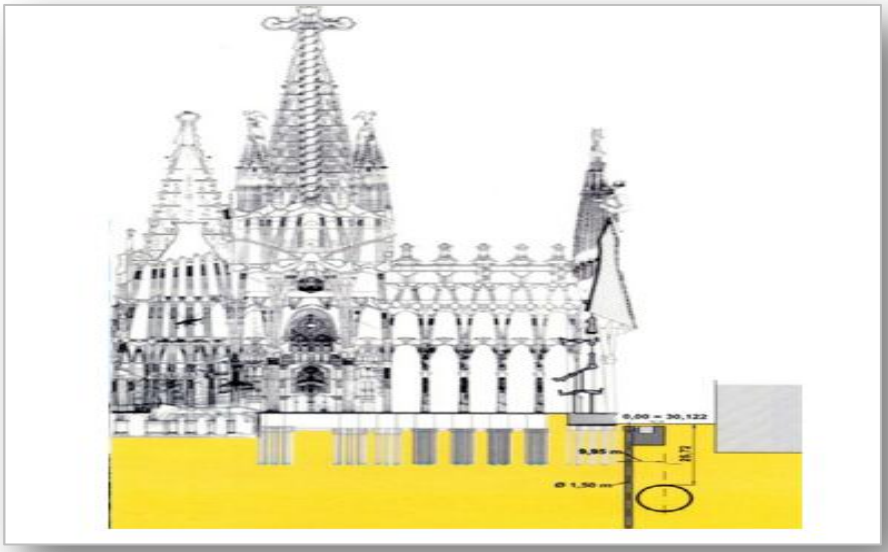


**Fig. 3.5** Section plane de la Sagrada Familia et le tunnel (Katzenbach et al, 2013)

## 3.5 MODÉLISATION DU CREUSEMENT A L'AIDE DE TUNNELIER

De nos jours, l'utilisation de tunneliers à front pressurisé est souvent pleinement justifiée, en particulier en contexte urbain où les terrains sont meubles, partiellement ou totalement saturés, et où la préservation du bâti impose une

limitation impérative des pertes de volume au cours de l'excavation. (Berthoz, 2012).

Bien que l'emploi de tel procédé est nécessaire pour garantir la stabilité de l'ouvrage en cours d'excavation et limiter les pertes de volume au front de taille susceptibles d'engendrer des tassements inadmissibles en surface de terrain affectant les structures adjacentes, il reste l'un des parfaits exemples de l'interaction sol structure et son utilisation reste complexe et pose jusqu'à la date actuelle de nouveaux problèmes aux concepteurs, tant du point de vue de la compréhension des phénomènes d'interaction sol-structure que du développement d'outils de calcul adaptés à ce type de machine.

Les objectifs visés sont d'analyser et de comprendre les mécanismes mis en jeu dans ce mode de creusement concernant les interactions sol-structure, d'apporter des éléments d'aide et d'aider au développement d'outils théoriques et numériques de dimensionnement des tunnels. (Berthoz, 2012)

### 3.4.1 Études numériques du problème de l'interaction

Les méthodes pour résoudre le problème de l'interaction peuvent être classées en trois catégories : les tests physiques, méthodes de simulation numérique, et les méthodes d'analyse simplifiées.

Les essais sur modèles physiques, ont joué un rôle important dans l'étude des mécanismes d'interaction entre les structures existantes et les tunnels nouvellement construits (Kim et al, 1998, Vorster et al, 2005 a, Byun et al, 2006 et Marshall et al, 2010 a).

Une autre méthode importante utilisée pour résoudre le problème est la modélisation numérique (Soliman et al, 1998, Addenbrooke and Potts, 2001 and Chehade and Shahrour, 2008).

La méthode numérique peut tenir pleinement compte du phasage complexe du processus d'excavation et les caractéristiques du sol.

Les logiciels sont généralement nécessaires pour l'estimation de la réponse des sols au creusement. En outre, pour analyser un tel problème deux étapes peuvent être utilisées :

1. Tout d'abord, l'estimation des mouvements du sol induits par l'effet de creusement, ce qui se produirait si des structures sont absentes ;
2. d'autre part, le calcul de la réponse du massif en présence de ces ouvrages.

Pour étudier l'interaction sol-structure, la méthode des éléments finis a été adoptée par plusieurs auteurs. Ces modèles faisant intervenir l'interaction du bâtiment et le creusement ont pu évaluer les mouvements résultants.

Différentes approches ont été utilisées pour représenter le bâtiment en variant le niveau de détails inclus dans ces modèles parmi ces approches, on peut citer : (Franzius, 2003)

- Une analyse 3D : l'avantage de telles modélisations est que le bâtiment peut être considéré dans plusieurs configurations géométriques.
- Analyse en conditions Planes de la structure : dans cette approche le bâtiment est décrit par sa largeur et sa hauteur. L'avantage de ce type de modélisation entre autre est de réduire le temps de calcul par rapport à une analyse 3D. Ce qui permet d'effectuer par conséquence des études paramétriques.

## 3.6 REVUE DE LITTÉRATURE

Ces dernières années, la croissance rapide du développement urbain a donné lieu à une demande accrue de développement des systèmes de transport souterrains. La technique pressurisée est devenue de plus en plus utilisée dans ce type de construction. Cependant, le processus de creusement va inévitablement provoquer des mouvements en raison des contraintes libérées. Si ces mouvements deviennent



Rapport-Gratuit.com

excessifs, ils peuvent causer de graves dommages aux structures adjacentes (bâtiments, tunnels, piles, canalisations).

Loganathan et al.(2001), Franzius et al.(2004), Jacobsz et al.(2004), Sung et al. (2006) et Shahin et al.(2011) ont étudié les effets de l'interaction sol-structure induites par l'effet du creusement.

De nombreuses études de cas indiquent que les déformations excessives peuvent provoquer une fissure dans le revêtement du tunnel et peuvent éventuellement affecter la sécurité des travaux et en parallèle les structures adjacentes.

Les premières analyses publiées concernant l'interaction de pile-tunnel datent de 1979 (Morton& King, 1979). Ce travail a soulevé des questions intéressantes concernant les effets du creusement sur la capacité portante des pieux et des établissements, ainsi que la façon dont ces effets dépendent de la position relative de la pile en ce qui concerne le tunnel.

La disposition géométrique est décrite sur la figure (fig.3.6).

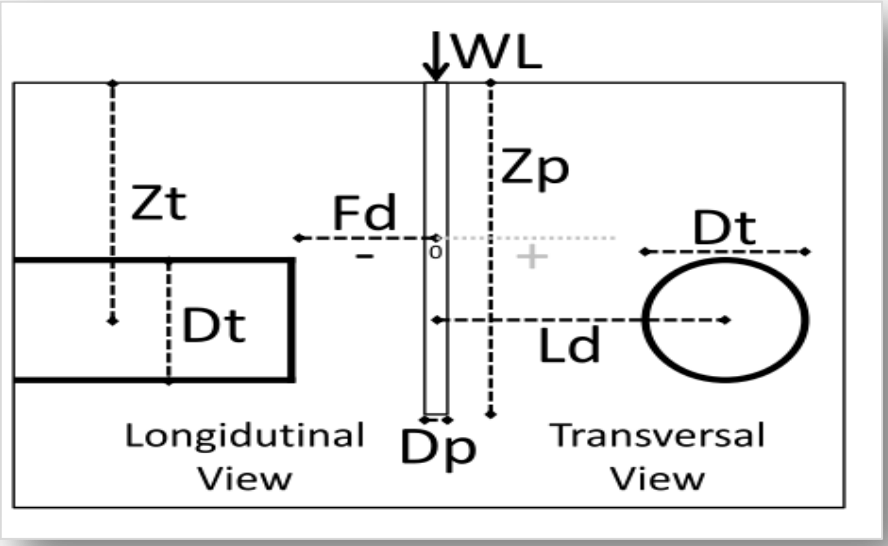


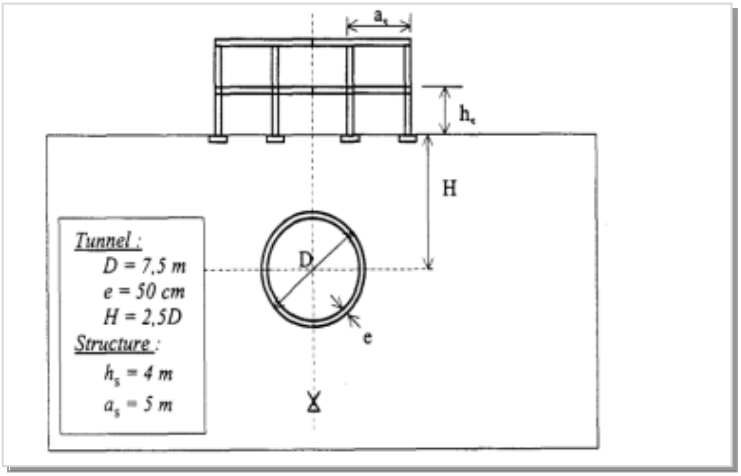

**Fig. 3.6** Interaction entre pile et tunnel
(Dias, Bezuijen, 2014)

Mroueh (1998) a présenté des travaux intéressants sur l'analyse de l'interaction du creusement d'un tunnel avec des ouvrages existants (voir fig.3.7), ses résultats

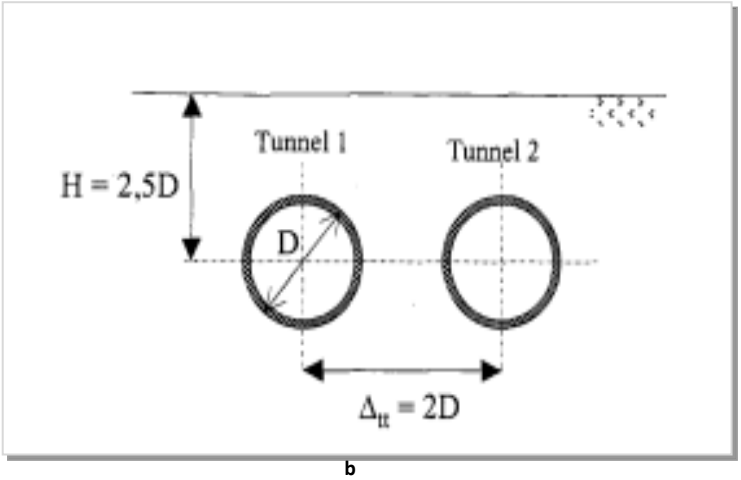
étant très bénéfiques pour les travaux ultérieurs nous ont beaucoup inspirés pour la compréhension de cette thématique.

L'auteur a étudié trois exemples d'interaction du creusement avec des ouvrages existants. Les ouvrages retenus concernaient des fondations profondes, un tunnel existant et une structure en surface (Voir fig. 3.7 a,b,c).

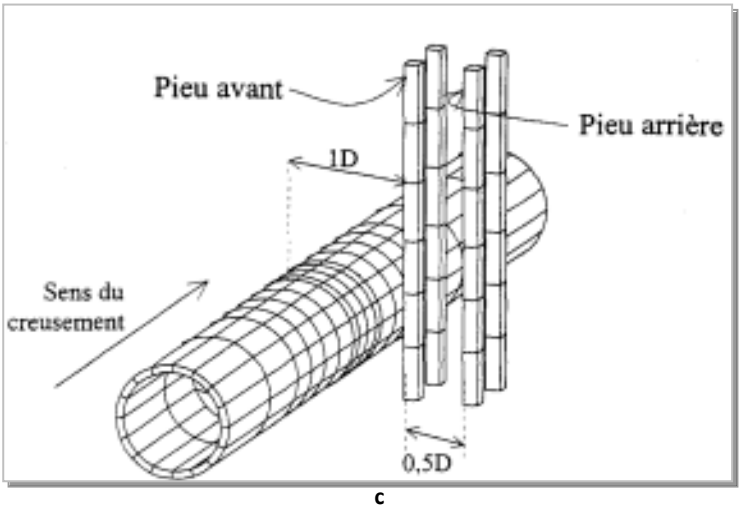
Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES




a




b




c

1. **Fig. 3.7** a-Interaction de creusement– Structure
b- Interaction tunnel -tunnel
c- Interaction tunnel –groupe de pieux (Mroueh ,1998)

Pour l'étude de l'interaction tunnel- fondations profondes, il a montré que le creusement peut induire des efforts significatifs dans un pieu isolé situé à proximité. D'autre part, l'auteur a montré que le creusement peut induire un frottement négatif dans certaines sections du pieu, ce qui a pour effet de réduire la capacité portante des pieux. L'étude paramétrique a montré que ce résultat dépend essentiellement de la distance entre le pieu et le tunnel et de la position de la base du pieu par rapport au tunnel.

Lorsque les pieux sont utilisés en groupe, les calculs ont montré que le pieu avant (le plus proche de l'axe du tunnel) est fortement sollicité et qu'il fait office d'écran de protection du pieu arrière.

On peut citer en parallèle les travaux de Bezuijen et Vander Schrier 1994, Hergarden et al. 1996, Vander Schrier et al.1993, dans lesquels les auteurs se sont intéressés aux tassements induits et à la perte de capacité portante d'un groupe de pieux au cours du creusement d'un tunnel. L'essai a comporté deux étapes :

1 La première concernait la mise en place des pieux dans le sol.
2 La deuxième étape concernait la simulation du creusement, par réduction progressive du diamètre du tunnel.

Les auteurs ont montré dans une première série de mesures que les pieux situés à moins de 1,5D du centre du tunnel (D diamètre du tunnel) subissent des tassements importants et une forte réduction de leur capacité portante.

Ils ont aussi établi que les pieux situés à plus de 2,5D du centre du tunnel sont peu affectés. Par ailleurs, les auteurs ont mis en évidence l'apparition d'un frottement négatif dans les pieux lorsque les pertes de volume liées au creusement sont importantes.

Ils se sont aussi intéressés à l'effet de la profondeur du tunnel par rapport à la base du pieu. Ils ont montré que le maximum de tassement en clé de pieu avait lieu dans une configuration où le centre du tunnel est à la même profondeur que la base du

pieu. Dans une configuration où le centre du tunnel est au-dessus de la base, les mesures ont montré des tassements en clé de pieu moins importants que dans les autres configurations. Dans le cas où le centre du tunnel est situé sous la base du pieu, les auteurs ont montré que les pieux éloignés (de plus de 2,5D) étaient davantage affectés qu'un pieu isolé à la même distance. (Mroueh, 1998)

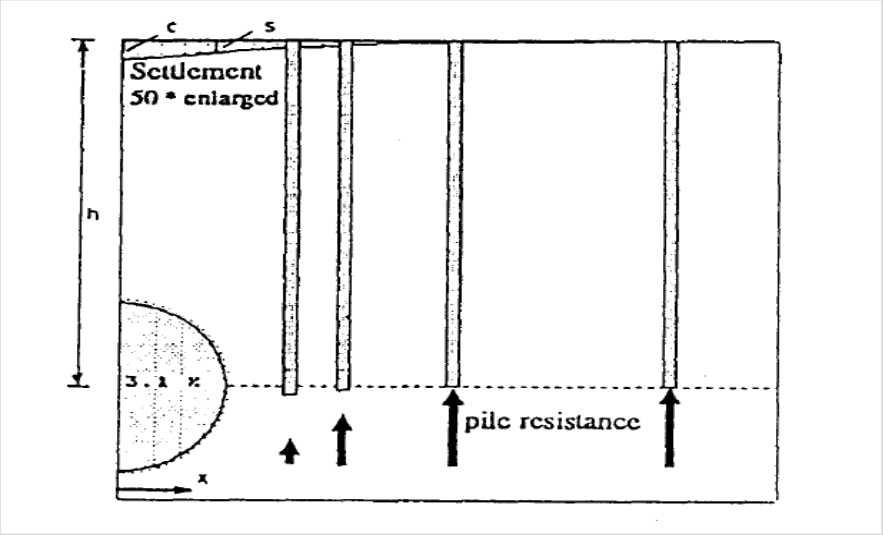



**Fig 3.8** Interaction creusement- fondations : Réduction de la capacité portante observée (Bezuijen& Schrier 1994 ; cité par Mroueh, 1998))

Dans les travaux d'Akhaveissy (2011) (voir fig.3.9) un immeuble de deux étages à Téhéran en interaction avec un tunnel de diamètre D creusé dans un terrain sableux a également été étudié entre autre, la méthode des éléments finis non linéaires a été utilisée pour déterminer le tassement en surface. Différentes profondeurs ont été adoptées.

Les résultats ont montré une interaction entre le tunnel et le bâtiment, qui a été évaluée dans le tunnel creusé à une profondeur 2D (fig. 3.10). Cependant, il n'y a pas d'interaction entre le tunnel et la superstructure quand le tunnel est à une profondeur de 3D. En outre, la superstructure augmente le tassement en raison des travaux d'excavation. Le tassement a été presque nul à la distance de 5D du centre du tunnel. Les résultats ont montré un bon accord avec les résultats in situ.

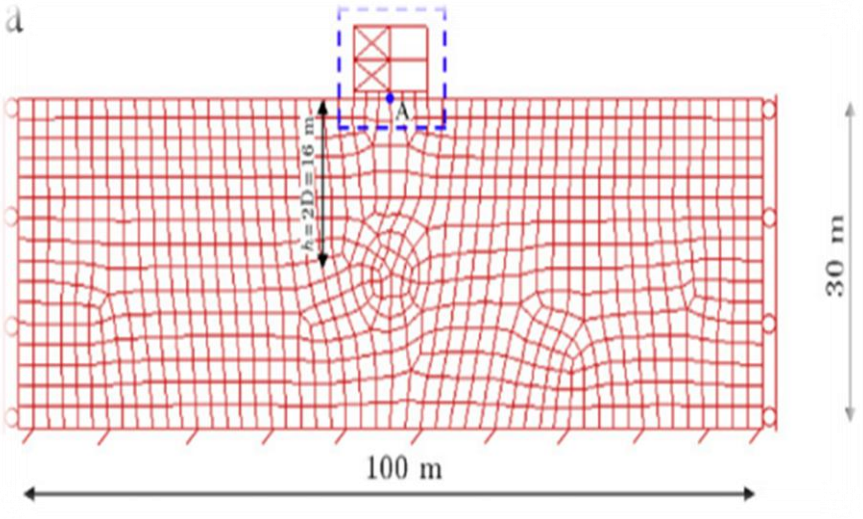



**Fig. 3.6** Maillage Tunnel–sol-structure (Akhaveissy, 2011)

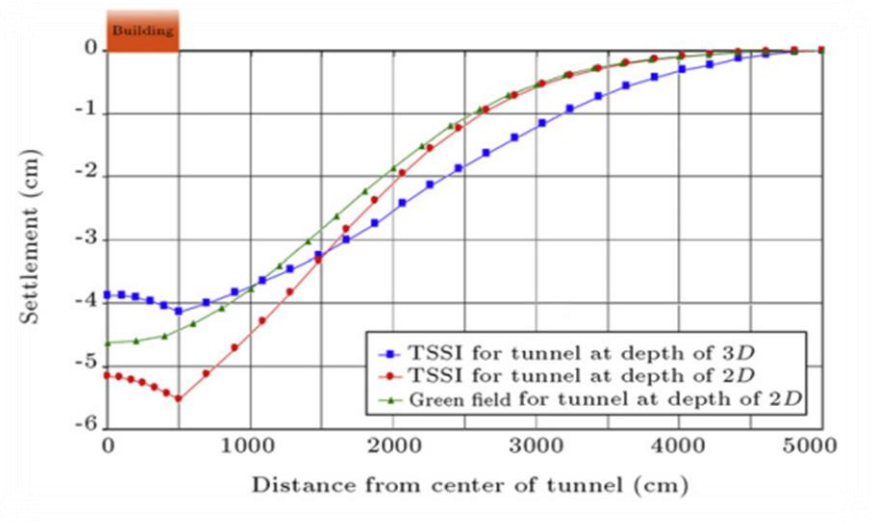



**Fig 3.10** tassement numérique en surface et empirique(Peck) a différentes profondeurs pour interaction tunnel –sol - structure (TSSI). (akhaveissy, 2011)

La figure (3.10) montre le tassement en surface due à l'excavation. Le tassement augmente avec la réduction de la couverture. Une comparaison entre la méthode de Peck et le résultat de l'interaction tunnel–sol-structure pour une profondeur de tunnel de 2D montre que le tassement augmente et ceci est causé par le processus de creusement. Aussi, l'effet de la structure sur les tassements induits par l'excavation diminue pour différentes distances du centre du tunnel.

## 3.7 CONCLUSION

La construction d'un tunnel entraîne une modification de l'équilibre pré-existant dans le terrain. Cette modification a pour conséquence de provoquer des mouvements, qui, souvent, sont répercutés en surface et peuvent être la source d'importants dégâts.

Lorsqu'il s'agit d'un ouvrage réalisé en site urbain où différentes structures existent, le phénomène est plus compliqué, une interaction entre les différents éléments se produira d'où le but ce chapitre dont l'objectif était de présenter ce phénomène qui s'avère avoir une grande influence sur le comportement de l'ensemble.

On a présenté quelques cas de l'interaction tunnels- ouvrages avoisinants. Une structure reposant sur des fondations profondes est un exemple type où multiples mécanismes d'interactions interviennent entre le sol, les éléments de fondation et la superstructure, une modélisation globale se révèle particulièrement pertinente pour évaluer ce phénomène d'où l'intérêt du chapitre suivant.

# Chapitre 4. Modélisation numérique du creusement pressurisé des tunnels en terrain meuble


4.1 INTRODUCTION ..... 68

4.2 BREF APERÇU SUR L'OUTIL DE CALCUL : PLAXIS V 8.2 ..... 69

4.3 PRÉSENTATION DU MODÈLE DE CALCUL RÉALISÉ ..... 69

4.3.1 Caractéristiques des matériaux ..... 71

4.3.2 Modélisation par éléments finis- Maillage retenu ..... 71

4.4 RÉSULTATS DU CALCUL DU MODÈLE DE RÉFÉRENCE ..... 72

4.4.1 Les déplacements verticaux ..... 74

4.4.2 Les mouvements horizontaux ..... 76

4.4.3 Comparaison entre les cuvettes de tassement ..... 80

4.5 INFLUENCE DES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES ..... 81

4.5.1 Influence de la profondeur du tunnel ..... 81

4.5.1.1 Tassements en surface pour différentes profondeurs du tunnel ..... 81

4.5.1.2 Déplacement verticaux au-dessous des fondations à différentes profondeurs 83

4.5.1.3 Comparaison des tassements avant et après l'excavation du tunnel ..... 84

4.5.2 Influence de la position du bâtiment ..... 85

4.5.2.1 Tassements en surface pour différentes positions du tunnel…… 91

4.5.2.2 Déplacement verticaux au-dessous des fondations à différentes positions du bâtiment…… …… ….93

4.5.3 Influence de la largeur du bâtiment…… 94

4.5.3.1 Tassements en surface pour différentes largeur du bâtiment ……95

4.5.3.2 Déplacement verticaux au-dessous des fondations à différentes largeur du bâtiment 96

4.5.3.3 Comparaison des tassements avant et après l'excavation du tunnel… 97

4.5.4 Influence de la hauteur des pieux…… 98

4.5.4.1 Tassements en surface pour différentes largeur du bâtiment ……98

4.5.4.2 Déplacement verticaux au-dessous des fondations à différentes largeur du bâtiment ..... 101

4.6 Conclusion……102

*Chapitre 4*

# Modélisation numérique du creusement pressurisé des tunnels en terrain meuble

## 4.1 INTRODUCTION

Dans les chapitres précédents nous avons présenté la réponse mécanique des sols meubles au creusement des tunnels. Nous avons en parallèle essayé d'éclairer le phénomène d'interaction entre les tunnels et les structures avoisinantes.

Comme continuité à cette étude bibliographique, nous proposons dans ce chapitre l'étude de l'influence du creusement d'un tunnel creusé au tunnelier pressurisé sur le comportement mécanique d'un sol meuble à différents niveaux : en surface et sous les fondations.

L'étude a porté sur l'analyse des tassements en surface et des déplacements en profondeur (au niveau des fondations) dans le but d'analyser le mécanisme d'interaction sol-tunnel-fondations moyennant deux procédures : une empirique (Méthode de Peck) et l'autre numérique (Code de calcul PLAXIS V.2).

Pour atteindre cet objectif, le travail présenté dans ce chapitre s'est porté sur les points suivants :

- Description brève du code de calcul PLAXIS V 8.2. (pour plus de précision le lecteur pourrait se référer au manuel PLAXIS)
- Étude d'un modèle de référence.

- Étude paramétrique.

## 4.2 BREF APERÇU SUR L'OUTIL DE CALCUL : PLAXIS V 8.2

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au le modèle est difficile à évaluer. Il sait que le domaine élément fini est parfois rebutant, et il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer d'un code sur l'ordinateur gérant sa bureautique et sa technique quotidienne, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. À ce titre, nous présentons les principes du code de calcul PLAXIS :

Le code éléments finis PLAXIS est conçu par des géotechniciens numériciens, il présente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratiques dans le domaine de la géotechnique.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse aux éléments finis des projets géotechniques: déplacements, déformations, capacité portante, etc. Doté de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Il contient les sous programmes suivants :

- Programme d'entrée de données (input)
- Programme de calculs
- Programme des résultats
- Programme courbe

## 4.3 PRÉSENTATION DU MODÈLE DE CALCUL RÉALISÉ

Le modèle traité est schématisé sur la figure (4.1). Il consiste à un tunnel circulaire de diamètre D=5 m construit dans un massif de sol meuble à une profondeur de H=20 m de la surface naturelle qui coïncide avec le niveau de la nappe. Le tunnel est construit à l'aide d'un tunnelier pressurisé avec une pression de boue.



Rapport-Gratuit.com

Le modèle comporte quatre couches dont toutes étaient modélisées en utilisant le critère de Mohr-Coulomb. Les déplacements horizontaux et verticaux sont supposés nuls au niveau du substratum rocheux qui se trouve au fond de la couche du sol. Les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux. Le revêtement du tunnel est composé de voussoirs en béton armé formant un anneau, et le comportement du revêtement est supposé élastique-linéaire.

Un bâtiment reposant sur des fondations profondes est considéré en surface de ce modèle et ceci afin d'étudier l'influence du creusement du tunnel sur le comportement des sols au-dessous des fondations. Les déplacements de ces derniers peuvent endommager le bâtiment, ce qui est fortement intolérable.

Il s'agit d'un problème de pure interaction, qui mérite une étude approfondie pour éviter d'endommager le bâtiment ou les pieux existants, il est nécessaire de prévoir les effets de cette interaction et de prendre des mesures appropriées. Une telle analyse peut être bénéfique pour la bonne compréhension de ce processus.

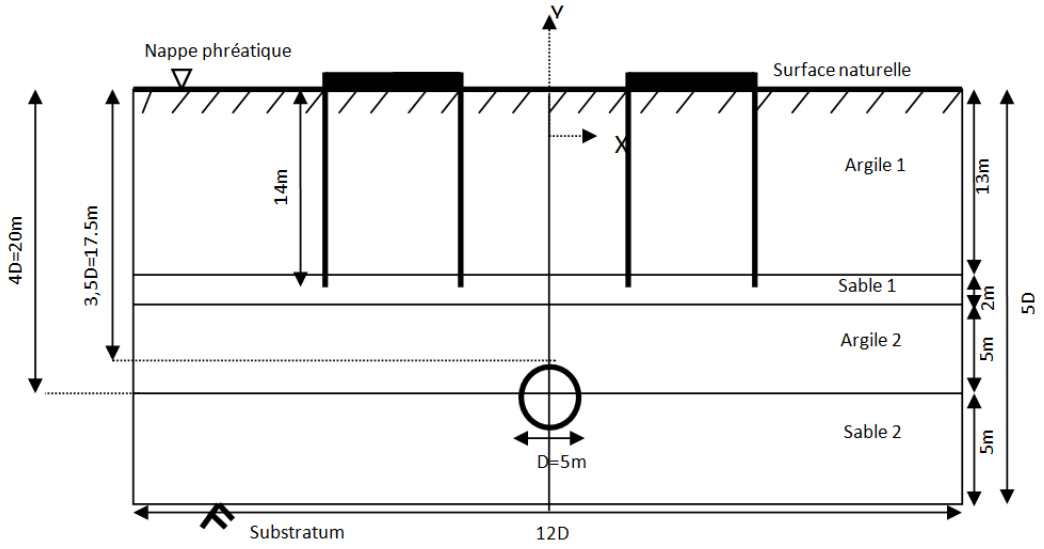



**Fig. 4.1** Définition du problème de calcul (Brinkgreve, 2004)

### 4.3.1 Caractéristiques des matériaux

Le tableau qui suit résume les caractéristiques du modèle choisi :

**Tableau 4.1.** Caractéristique du sol pour le modèle de référence (manuel PLAXIS, 2002)

| Paramètres du modèle | Argile 1 | Sable 1 | Argile 2 | Sable 2 |
|---|---|---|---|---|
| Modèle type | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb |
| Type de comportement | Drainé | Drainé | Drainé | Drainé |
| Poids volumique sec (KN/m$^3$) | 15 | 16.5 | 16 | 17 |
| Poids volumique humide (KN/m$^3$) | 18 | 20 | 18.5 | 21 |
| Module de Young (KN/m$^2$) | 1000 | 80000 | 10000 | 120000 |
| Coefficient de poisson | 0.33 | 0.3 | 0.33 | 0.3 |
| Cohésion (KN/m$^2$) | 5.5 | 1.0 | 4.0 | 1.0 |
| Angle de frottement (degrés) | 24 | 31 | 25 | 33 |
| Angle de dilatance (degrés) | 0.0 | 1.0 | 0.0 | 3.0 |

### 4.3.2 Modélisation par éléments finis- Maillage retenu

Le maillage retenu présenté dans la figure (4.2) est triangulaire. Dans cet exemple l'élément à 15 nœuds est employé.

Le maillage sera plus affiné au niveau des fondations et au niveau du tunnel à cause de la concentration des contraintes à ces endroits. Il comprend :

- 663 éléments triangulaires de 15 nœuds.
- 5480 nœuds.

Le modèle est symétrique, ce qui permet de ne modéliser que la moitié de la géométrie (figure 4.2).

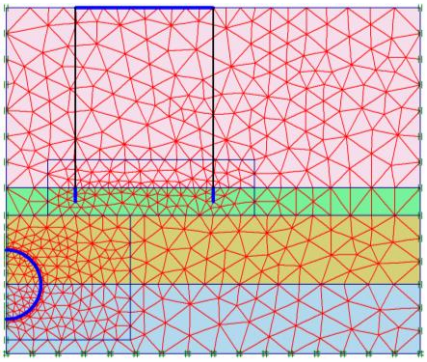


**Fig. 4.2** Modèle élément fini retenu pour l'exemple de calcul

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

## 4.4 RÉSULTATS DU CALCUL DU MODÈLE DE RÉFÉRENCE

Dans les paragraphes qui suivent, nous allons nous intéresser aux résultats concernant les déplacements verticaux et horizontaux du modèle de référence,

La déformée du maillage (figure 4.3) montre clairement l'existence d'une cuvette de tassement causée par le creusement du tunnel. On remarque que cette courbe de tassement n'est plus conforme au modèle (modèle de Peck) cité dans les travaux antérieurs : L'existence de la structure a complètement influencé le comportement en surface et en profondeur.

On note, aussi, une certaine contraction du revêtement, cela est dû aux différentes phases de constructions telles que le creusement, le remplissage du vide annulaire.

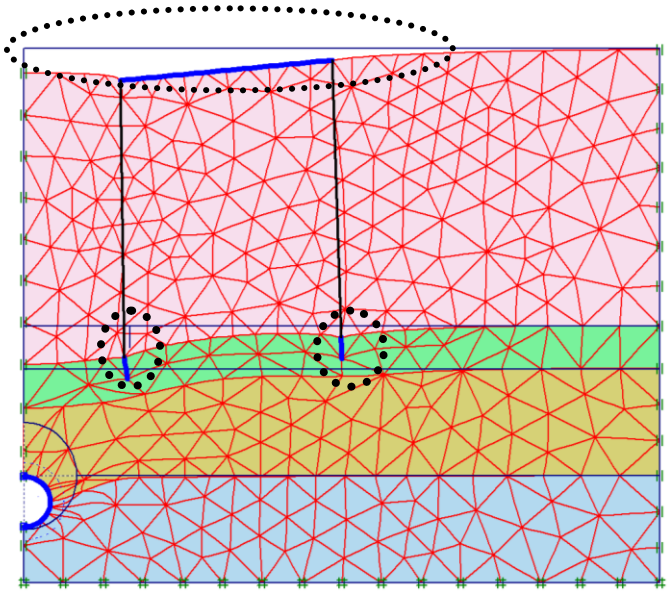


**Fig. 4.3** La déformée du maillage

En utilisant le code de calcul PLAXIS V2, et en faisant une coupe horizontale à la distance verticale Y= 3m (en surface), nous obtenons l'allure de la courbe de tassement en surface (fig. 4.4) qui est définie par un tassement maximum à l'axe du tunnel de 23mm.

Le résultat sur la figure (4.4) montre un tassement en surface du pieu (1) (se trouvant près de l'axe de l'excavation) de l'ordre de 30 mm a été aperçu causant ainsi le tassement de la structure en surface, le bâti semble être tiré vers le centre

de l'excavation. Tandis que le pieu(2) semble être moins affecté vu qu'Il a tassé d'environ 10 mm, un résultat qui parait évident vu l'allure de la cuvette de Gauss.

« Toute en s'approchant de l'excavation les fondations sont influencées : C'est l'effet de la zone d'influence ».

Afin d'avoir un ordre de grandeu et faire une comparaison avec ce résultat, nous avons utilisé la fameuse formule de Peck (1969) citée dans le chapitre 2, la figure (4.4) illustre ce résultat : c'est une courbe de forme gaussienne caractérisée par son tassement maximum au niveau de l'axe du tunnel égal à 31 mm et sa largeur de 12,5m.

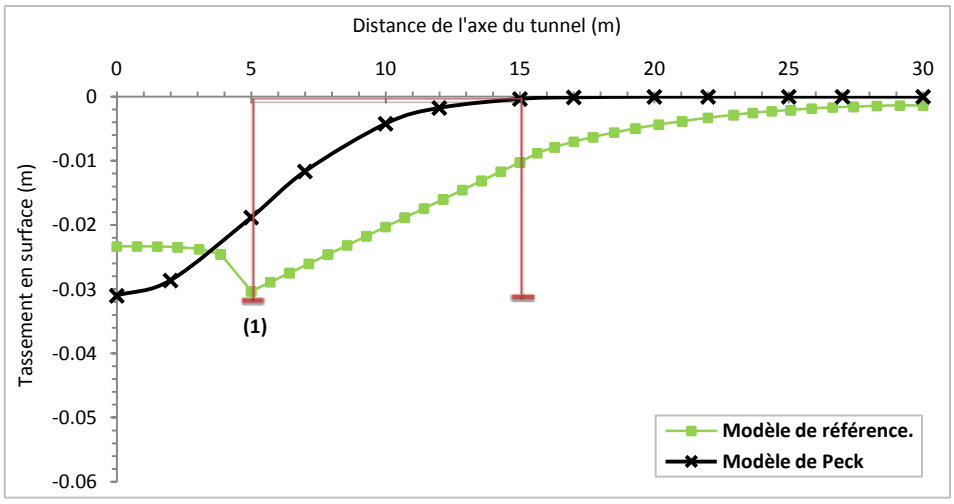



**Fig. 4.4** Cuvette de tassement en surface. Calcul numérique et empirique

Les deux approches semblent donner des tassements maximum ($S_{max}$) différents : la méthode numérique a donné un tassement moins élevé, nous pouvons attribuer ce résultat à la rigidité du bâtiment qui fait réduire les déplacements. (Mroueh, 1998 et Maleki, 2011).

De même, on voit que la cuvette de Peck est plus étroite que celle trouvée par PLAXIS ; ceci est probablement causé par l'existence du bâtiment et la nature du massif vu que la formule empirique de Peck ne fait pas intervenir l'effet du bâtiment.

### 4.4.1 Les déplacements verticaux

Nous présentons ci-dessous la distribution des déplacements verticaux (figure 4.5), on note un déplacement maximum ($U_y$ = 50mm) se trouvant juste au niveau de la clé à une distance de y = 17,5 m de la surface.

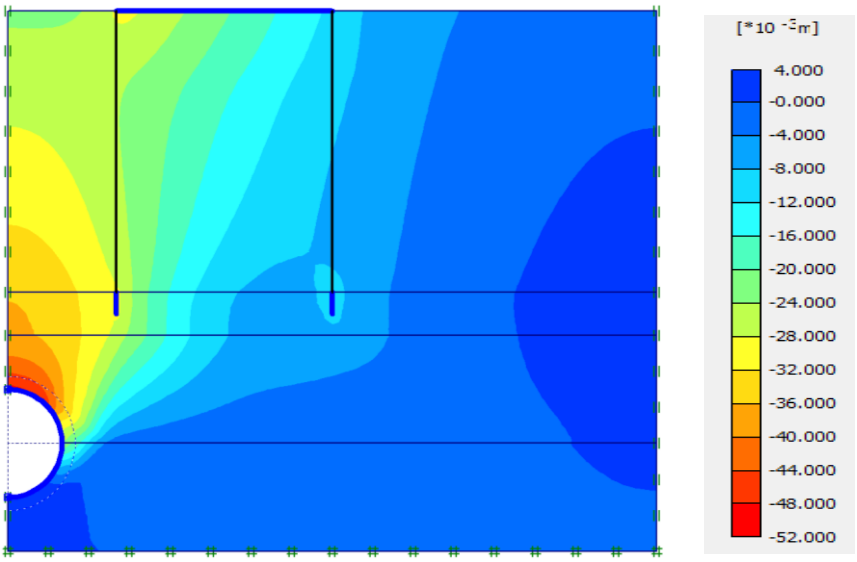
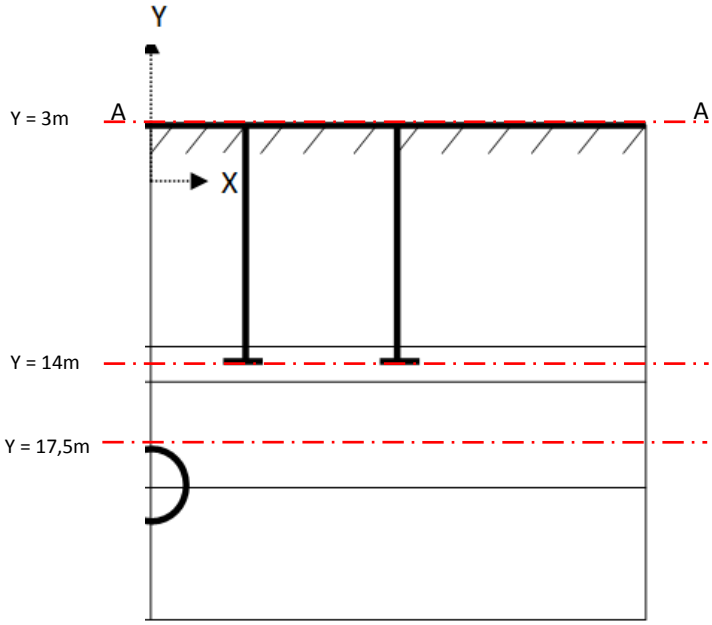
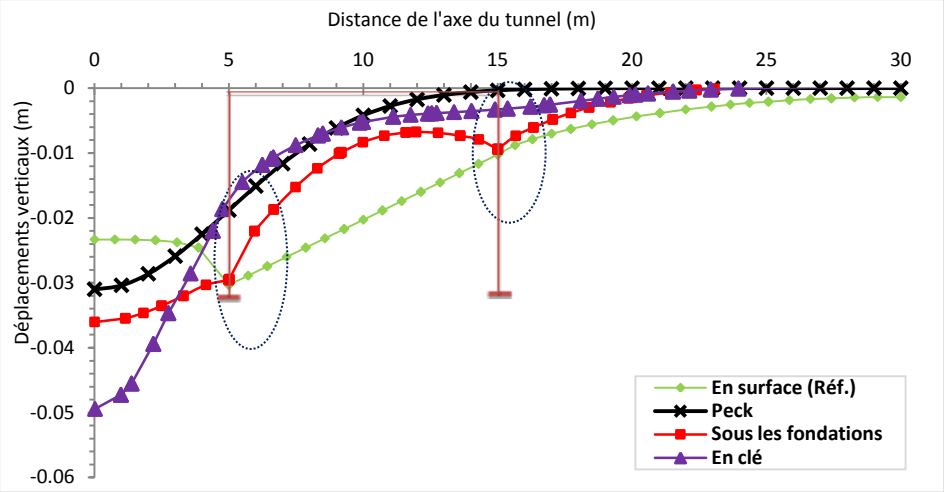



**Fig. 4.5** Déplacements verticaux

Nous avons dessiné d'autres courbes de déplacement pour différentes profondeurs (figure 4.6) (En surface, au-dessous des fondations et en clé) et ceci en vue de faire des comparaisons entre les divers déplacements.




**(a)**




**(b)**

**Fig. 4.6** a. Coupes AA' ;
b. Déplacements verticaux du modèle de réf. à différents niveaux

On observe nettement à travers l'analyse de la figure (4.6.b) que le tassement maximum en surface (23mm) présente 50% des tassements en clé (50mm) ; ceci a été mis en évidence par les travaux antérieurs qui ont montré que le tassement observé en surface ne représente qu'une partie des déplacements verticaux induits dans le massif en profondeur.

Aussi, nous avons pu constater à travers cette figure (voir fig.4.6), que la cuvette des tassements en clé du tunnel n'est plus complètement influencée par l'existence de la structure, nous pensons attribuer ce résultat à la distance assez élevée (une distance de 3,5m) entre la clé et les pieux.

En ce qui concerne le modèle de Peck, apparemment, la cuvette ressortant de ce modèle semble ne plus avoir sa place de comparaison dans ce type d'analyse, si ce n'est avoir un ordre de grandeur concernant le tassement maximum.

Remarquons, aussi, qu'au niveau des pieux un certain soulèvement entre les deux pieux a surgit causé probablement par le poids de la structure, le pieu le plus éloigné semble peu affectée par cette interaction (Voir fig.4.6). Il semble y avoir un tassement différentiel (Uy pieu (1)= 30mm, Uy pieu (2)=10mm).

Le tableau suivant regroupe les différentes valeurs du déplacement vertical à différentes profondeurs.

**Tableau 4.2** Déplacement vertical

| Points de calcul | En surface | Au-dessous des Fondations | En clé |
|---|---|---|---|
| Déplacement Vertical $U_y$ (m) | $-23.10^{-3}$ | $-36.10^{-3}$ | $-50.10^{-3}$ |

### 4.4.2 Les mouvements horizontaux

La Figure (4.7) fait la synthèse des profils des déplacements horizontaux obtenus après la construction du tunnel.

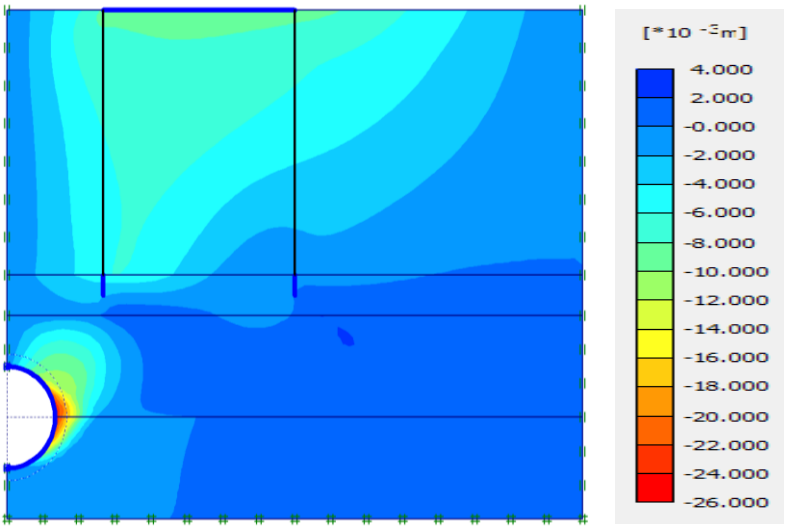



**Fig.4. 7** Déplacements horizontaux. Modèle de réf.

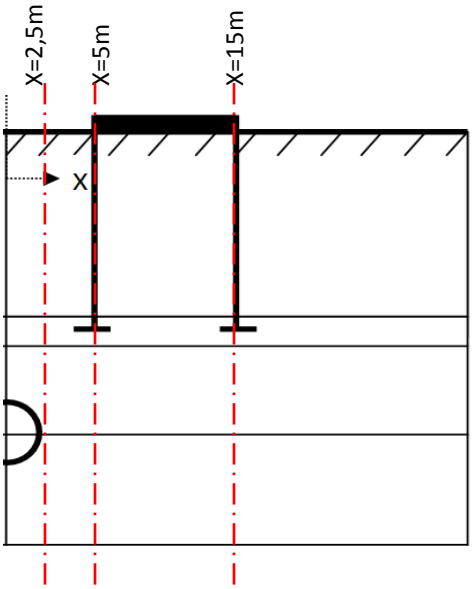
En coupant à différentes positions verticales de l'axe du tunnel (fig. 4.8a):

**1** Au niveau du flanc : x = 2,5 m ;

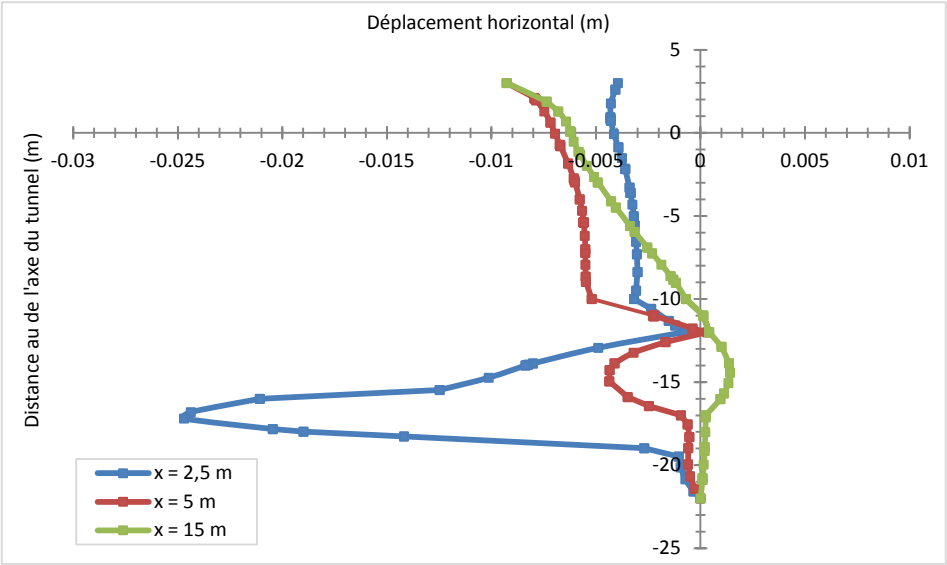
**2** Au niveau du premier pieu : x = 5m ;

**3** Au niveau du deuxième pieu x = 15m ;

Nous obtenons l'allure des diverses cuvettes (Voir fig.4.8b)




**(a)**




**(b)**

**Fig. 4.8** a. la coupes ;
b. Déplacement horizantaux à différentes distances vberticales

Les déformées inclinométriques transversales issues des mesures présentées par Bernat (1996) montrent que le terrain situé en surface à tendance à converger vers le centre de la cuvette ; en outre un « ventre » apparait à la hauteur de l'excavation vers le vide créé.

Dans le cas du tunnelier à front pressurisé le ventre se manifeste, en revanche, dans la direction opposée (figure 4.9). L'effet de cette méthode de creusement est également visible dans la déformée inclinométrique longitudinale où le terrain se trouve entraîné vers l'avant au cours du creusement.

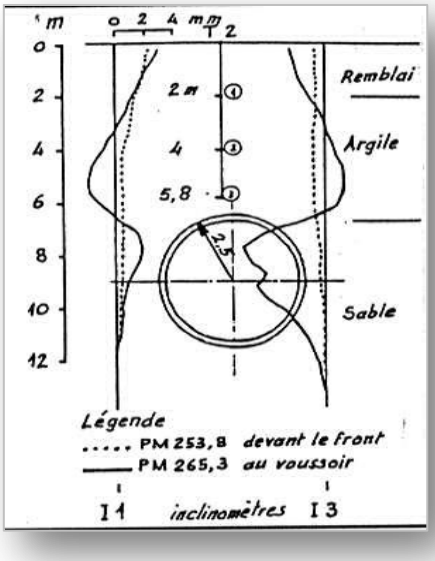



**Fig. 4.9** Inclinomètres de Bordeaux (Bernat, 1996)

En confrontant ces résultats aux notre (Fig. 4.8.b), nous avons pu constater que pour les deux distances x = 2,5 m (le flanc du tunnel), et à x= 5m (le premier pieu de la structure) ; les déplacements horizontaux convergent vers le centre du tunnel sous forme d'un ventre, ceci est probablement causé par l'effet du tunnelier pressurisé.

Par contre, concernant les déplacements horizontaux à la distance verticale au niveau du deuxième pieu (éloigné d'une distance de 15 m du plan médian du tunnel), nous avons trouvé un résultat inverse. Il apparait un ventre à la hauteur du tunnel qui est repoussé vers l'extérieur : Un résultat qu'on a pu expliquer en supposant qu'au front la pression appliquée par le tunnelier a été assez faible pour garantir un confinement atteignant les 3D ; ce qui a causé une certaine extrusion vers l'extérieur. C'est une interaction entre ces trois éléments : sol, tunnel, structure dans le sens longitudinal qui peut nuire à la stabilité des ouvrages.

« Par définition, la pression frontale joue un rôle essentiel dans le comportement d'interaction sol-machine lors du creusement pressurisé d'un tunnel ».

De même, nous avons remarqué que le sol au-dessous du tunnel n'est pratiquement pas affecté par l'effet du creusement.

Une autre explication pourrait s'ajouter à celle citée en haut ; c'est lié aux bulbes de pressions exercées par les pieux :

Lorsque la fondation est à l'équilibre, il existe, sous son assise et dans son environnement proche, des zones d'égale contrainte qui se concentrent :

- Immédiatement sous l'assise, la valeur de la contrainte est celle calculée lors du dimensionnement de la fondation.
- En allant vers la profondeur, la contrainte effective diminue suivant un diagramme en forme de bulbe appelé « bulbes de pression » (Voir fig. 4.10).
- L'angle au sommet des bulbes dépend de la qualité du sol.
- On remarque que la contrainte influence des zones situées au-delà de la stricte emprise de la fondation. On voit ici la possible influence d'une fondation sur un ouvrage voisin. (voir fig.4.10).

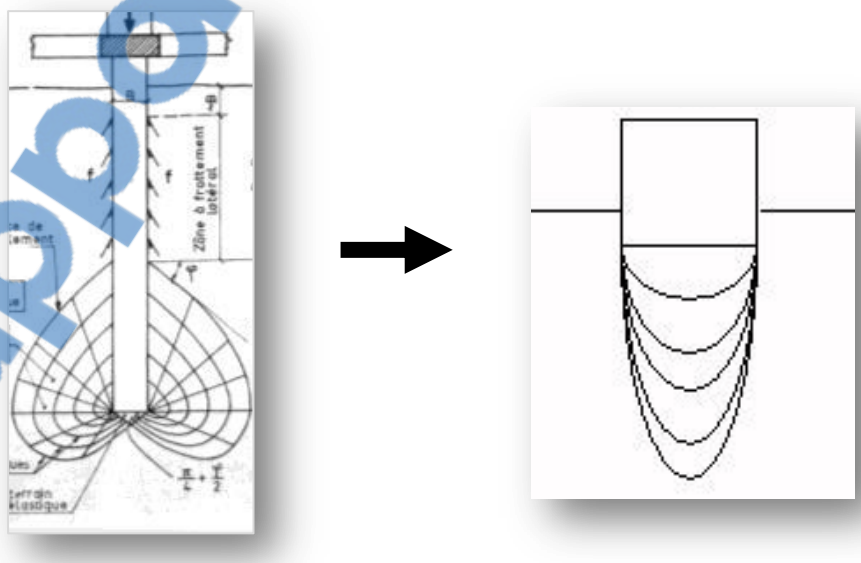



**Fig. 4.10** Bulbes de pression.

Rapport-Gratuit.com

### 4.4.3 Comparaison entre les cuvettes de tassement

Dans cette partie, nous avons fait la comparaison entre différentes cuvettes de tassement en surface obtenues numériquement : on cite tassement sans tunnel, tassement sans bâtiment, et le tassement tunnel-bâtiment et nous les avons comparé avec la cuvette empirique de Peck.

Les constats suivants ont été aperçus (fig. 4.11) :

1 L'allure des tassements en surface avant le creusement du tunnel est influencée par le poids du bâtiment lui-même.
2 Dans le cas où aucune structure n'existe en surface ; la cuvette de tassement suit la forme gaussienne décrite par Peck.
3 Pour la troisième cuvette, désignant les tassements en surface du modèle de référence ; elle a été déjà analysée plus haut.

En comparant les résultats de la figure (4.11), nous constatons que la construction d'un tunnel dans un milieu urbain où des structures existent en surface influe considérablement sur la forme des tassements en surface et par conséquent sur les mouvements de sol sous les fondations plus particulièrement celles se trouvant dans la zone d'influence. C'est une interaction bien visible.

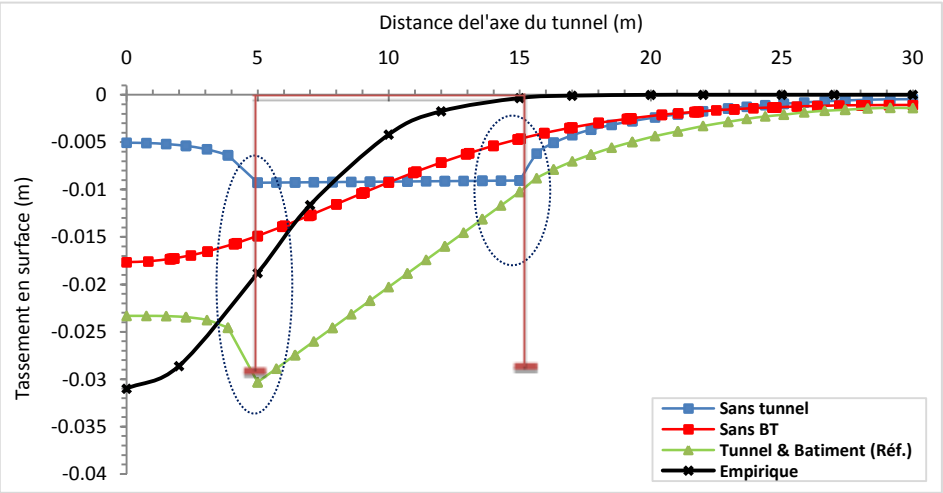



**Fig. 4.11** Cuvettes de tassement en surface. Modèle de référence

Pour confirmer les résultats trouvés, la figure (4.12), illustre la comparaison entre les cuvettes de tassement avec et sans bâtiment présentée par Burd et al. (2000).

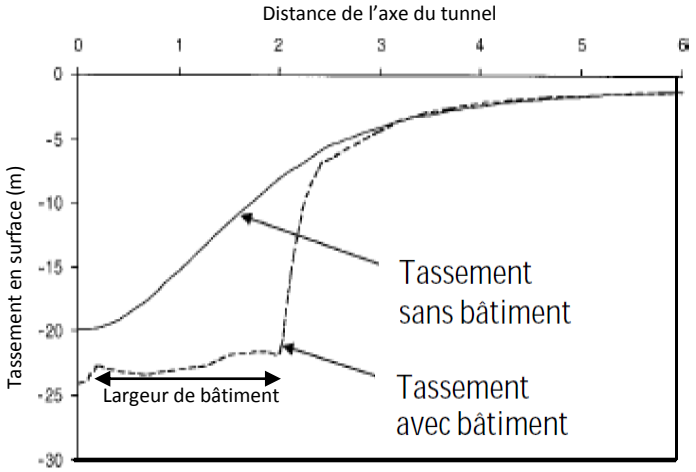



**Fig. 4.12** Influence du creusement sur la structure : Comparaison des cuvettes de tassements (Burd et al., 2000)

## 4.5 INFLUENCE DES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES

Cette partie a pour objectif l'analyse de l'influence des paramètres géométriques sur le comportement des sols sous les fondations et en surface, on cite : la profondeur du tunnel, la position du bâtiment et sa largeur ainsi que la hauteur des pieux. Notre présente étude s'est portée sur les déplacements verticaux.

### 4.5.1 Influence de la profondeur du tunnel

Nous avons réalisé trois calculs pour différentes profondeurs du tunnel.

#### *4.5.1.1 Tassements en surface pour différentes profondeurs du tunnel*

Les figures (4.13), (4.14) représentent les trois cas étudiés avec leurs déformées de maillage, On observe tout d'abord que les tassements maximums augmentent avec l'augmentation de la profondeur, ce qui contredit les résultats antérieurs où le tassement maximum en surface se réduit avec l'augmentation de la couverture.

Nous avons pensé à expliquer ce résultat par le biais de la rigidité (rigidité du sol et celle de la structure) qui tend à réduire les tassements :

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

- Dans les deux premières configurations (H=2D et H=3D), les pieux sont assez proches du tunnel : ces derniers interagissent avec le tunnel ce qui a augmenté la rigidité du sol permettant ainsi la diminution des tassements même pour de faibles couvertures.
- Tandis que pour le modèle (H=4D) ; les pieux se trouvent loin du tunnel, on constate l'absence de l'interaction, ce qui a réduit l'effet de la rigidité du bâti sur les tassements qui ont gardé leur ampleur original.

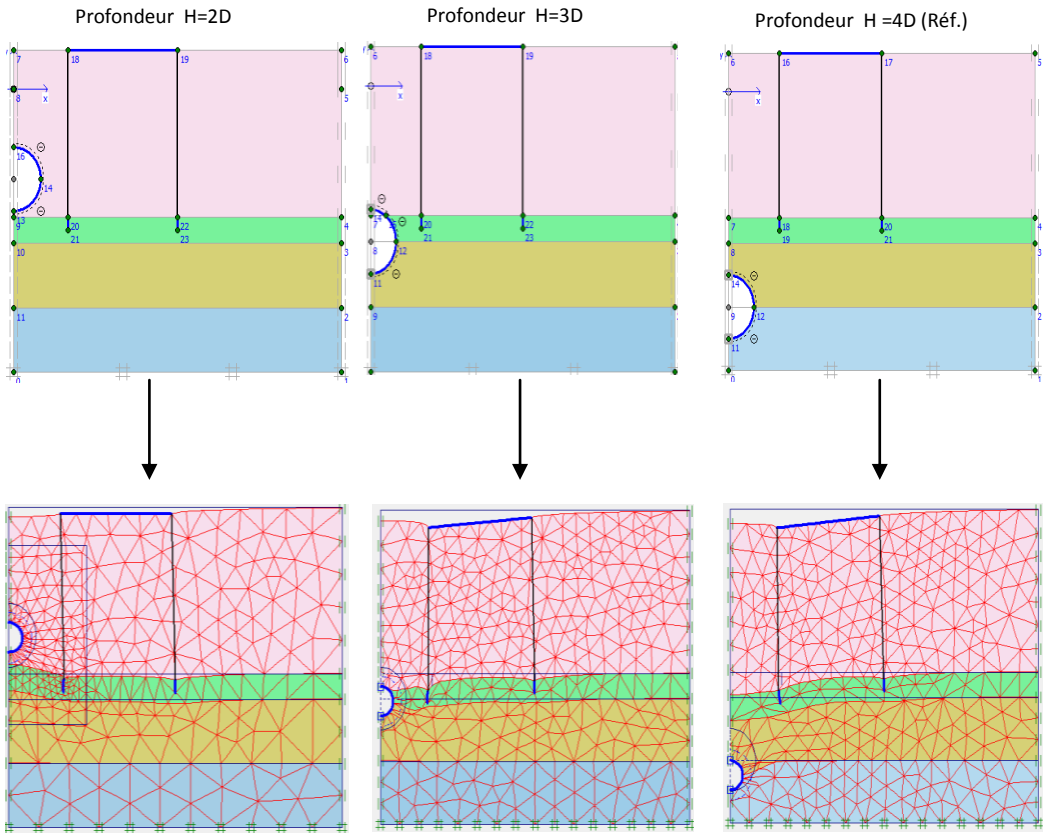



**Fig. 4.13** Déformée de maillage pour différentes profondeurs du tunnel

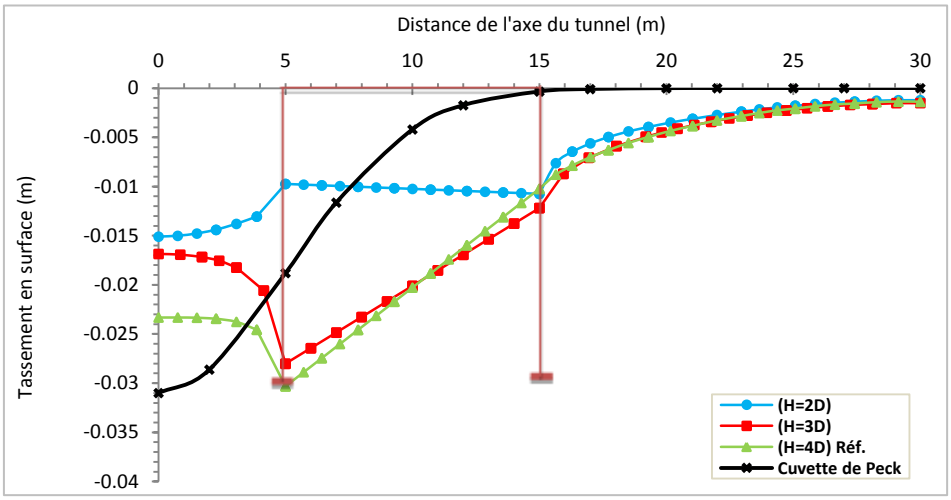



**Fig. 4.14** Tassement en surface pour les trois profondeurs du tunnel (calcul numérique)

Nous avons remarqué aussi une certaine similitude entre les deux cuvettes (3D et 4D) au niveau des pieux.

De même, on a pu constater qu'à partir du deuxième pieu, les cuvettes semblent être identique, ce qui parait cohérent car en on s'éloigne de la zone d'influence.

#### *4.5.1.2 Déplacement verticaux au-dessous des fondations à différentes profondeurs*

En complément aux calculs précédents et en faisant des coupes horizontales au-dessous des fondations pour les trois cas, on a trouvé les résultats décrits sur la figure (4.15).

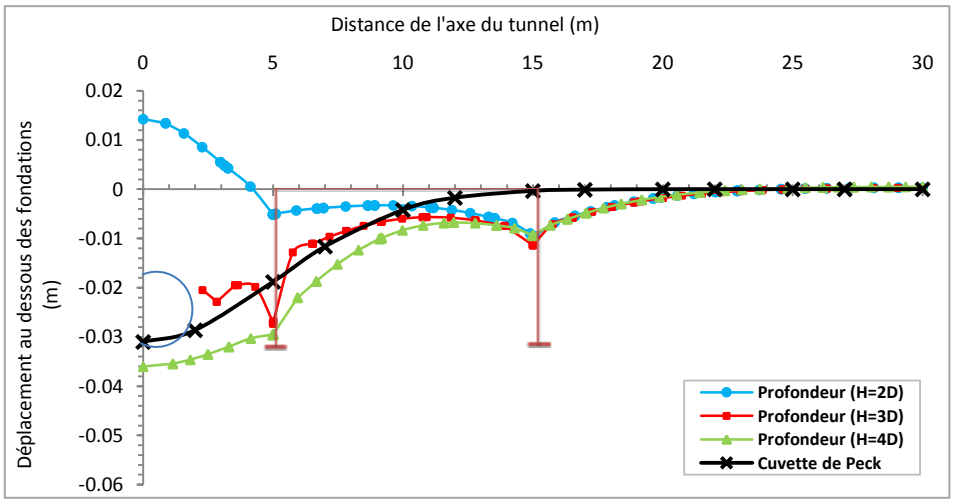



**Fig. 4.15** Déplacement au-dessous des fondations pour les trois profondeurs du tunnel

On note un certain soulèvement de l'ordre de 14 mm au niveau de l'axe du tunnel pour la profondeur H=2D. Ceci peut être expliqué par la faible couverture du tunnel, ainsi que l'effet de la rigidité de la structure.

#### *4.5.1.3 Comparaison des tassements avant et après l'excavation du tunnel*

Dans ce qui suit, nous avons comparé les tassements en surface avant, et après la construction du tunnel pour trois profondeurs : H= 2D, H= 3D et H=4D. Et ceci en vue de voir l'influence du creusement sur le comportement du massif.

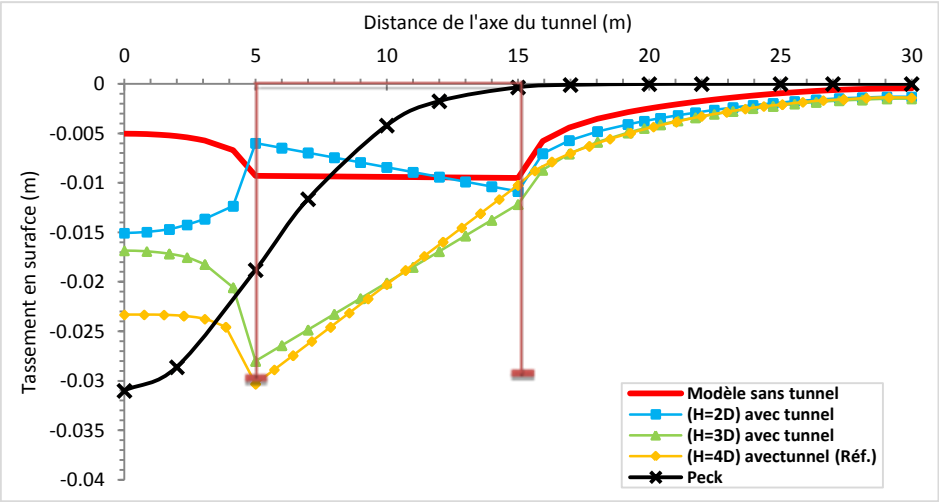



**Fig. 4.16** Tassement en surface pour la profondeur H=2D, 3D, 4D sans et avec tunnel

Les résultats suivants ont été obtenus :

1 Pour H= 2D :

- Comme première remarque, on constate que la cuvette de Peck ne peut se vanter de donner des ordres de grandeur vu qu'elle ressort complètement du contexte des comparaisons et ceci pour les trois cas de figure étudié (H= 2D, H= 3D et H=4D).
- Sous les pieux, les deux cuvettes coïncident parfaitement sauf sous le premier pieu dans le cas étudié avec tunnel, un certain soulèvement causé par la rigidité du bâti se présente.

2 Pour H= 3D :

- La même première remarque a été constatée. Par contre, sous les pieux, les deux cuvettes (avec et sans tunnel) ne concordent plus, ce qui est complètement rationnel vu que le poids de la structure augmente les tassements. Aussi, nous percevons l'influence de la distance des pieux au plan médian du tunnel.

3 Pour H= 4D:

- Pour cette modélisation, les explications sont présentée plus haut (Voir fig.4.4).

D'après les résultats de ce paragraphe, on remarque que l'existence d'un tunnel influe sur les tassements, suite à l'interaction fondation-tunnel et déforme complètement la forme de ces tassements.

### 4.5.2 Influence de la position du bâtiment

La position du bâtiment a une influence importante sur le tassement et sur les déplacements du sol, cela a été clairement mis en évidence grâce aux quatre calculs réalisés pour des différentes positions du bâtiment.

#### *4.5.2.1 Tassement en surface pour différentes positions de la structure de l'axe du tunnel*

La figure (4.17) représente la déformée de maillage pour les calculs traités (x=0m, 5m, 10m et 20m, avec « x » la distance au de l'axe du tunnel), on observe clairement que le tassement en surface est maximum dans la première position où le premier pieu de la structure se trouve juste au dessus du tunnel.

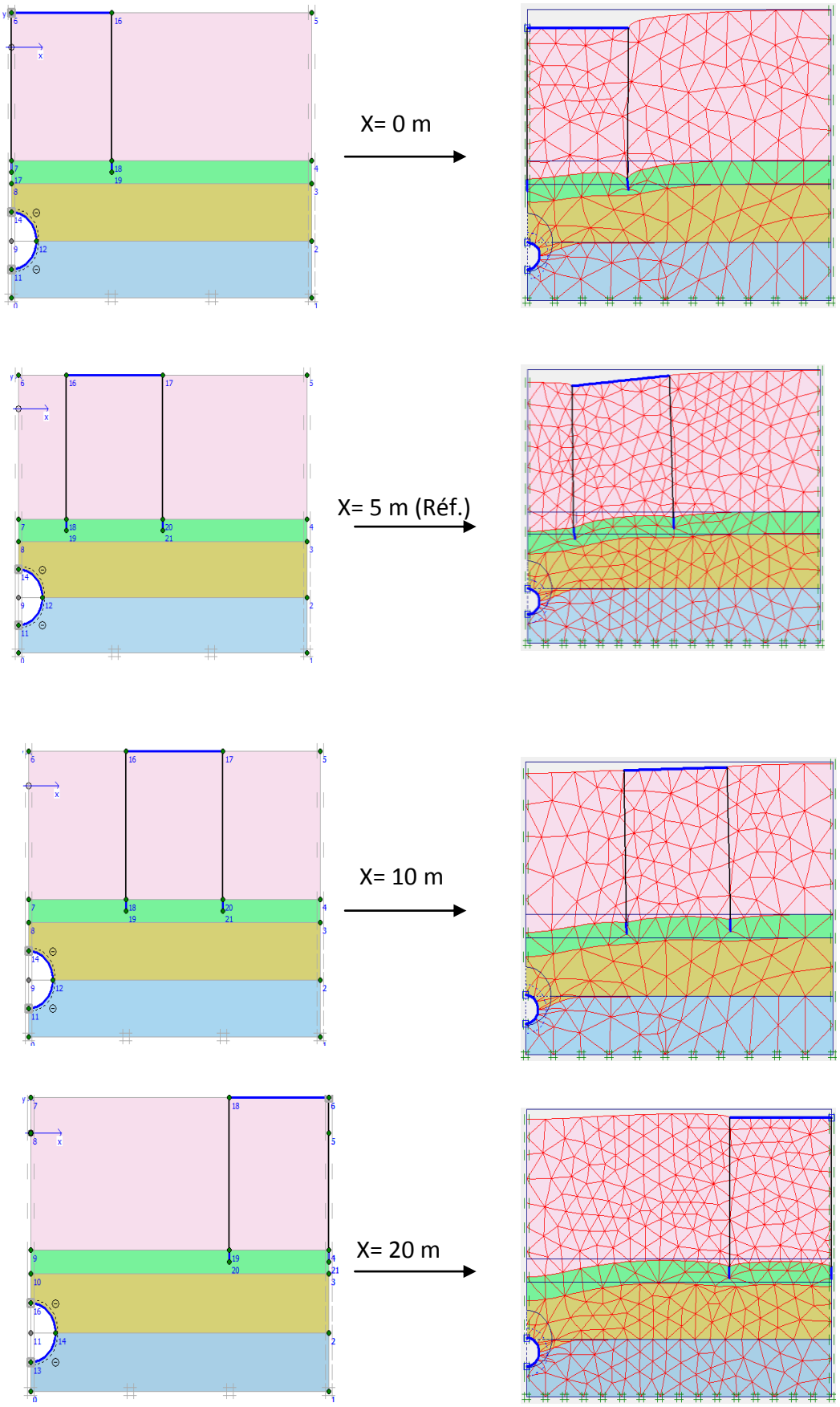



**Fig. 417** Déformée de maillage pour différentes positions du bâtiment

Pour mieux voir l'effet de ces différentes positions, nous avons tracé les différentes courbes décrites sur la figure (4.18).

Cette figure présente les cuvettes de tassement en surface. On note une diminution du tassement maximum en s'éloignant de l'axe du tunnel. En fait, c'est l'effet de la zone d'influence.

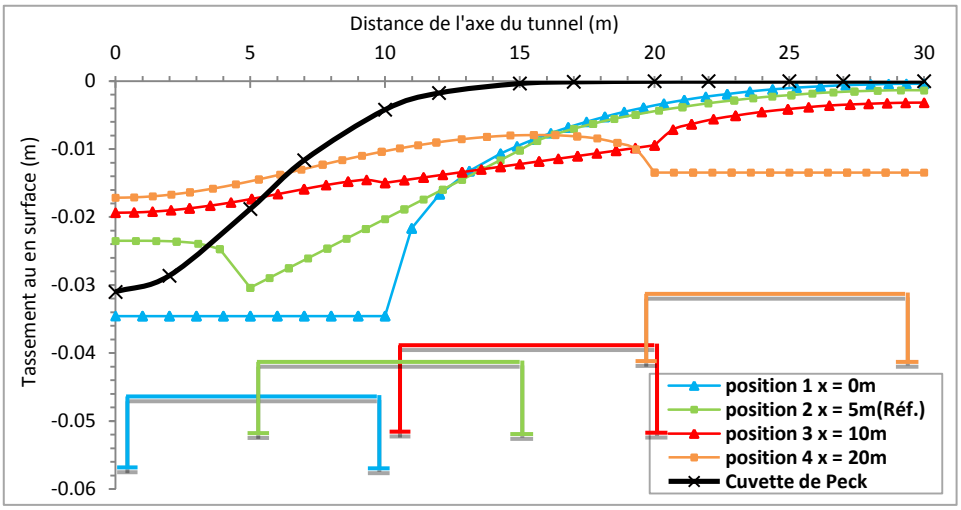



**Fig. 4.18** Tassements en surface pour différentes positions du bâtiment

### *4.5.2.2 Déplacement au-dessous des fondations*

La figure (4.19) représente la variation des déplacements au-dessous des fondations pour les quatre cas traités, les conclusions suivantes ont été perçues :

- Apparemment, dans cette configuration, la cuvette de Peck a retrouvé sa place et c'est complètement justifié vue qu'elle est en adéquation parfaite avec la courbe de position (4) du moins jusqu'à une distance d'environ 12m de l'axe du tunnel ; la structure est loin de 20m supposant que la cuvette n'est plus en interaction avec la structure.
- Le tassement maximum en surface de la première position présentait la valeur la plus importante, par contre sous les fondations , c'est dans la position (2) que le tassement maximum présenta la valeur la plus élevée, résultat qui nous a paru incohérent vue que la cuvette de tassement causé par l'excavation

présente son maximum au milieu : c'est un résultat qu'on n'a pas pu expliquer, sauf en supposant que la rigidité du premier pieu a joué un rôle…

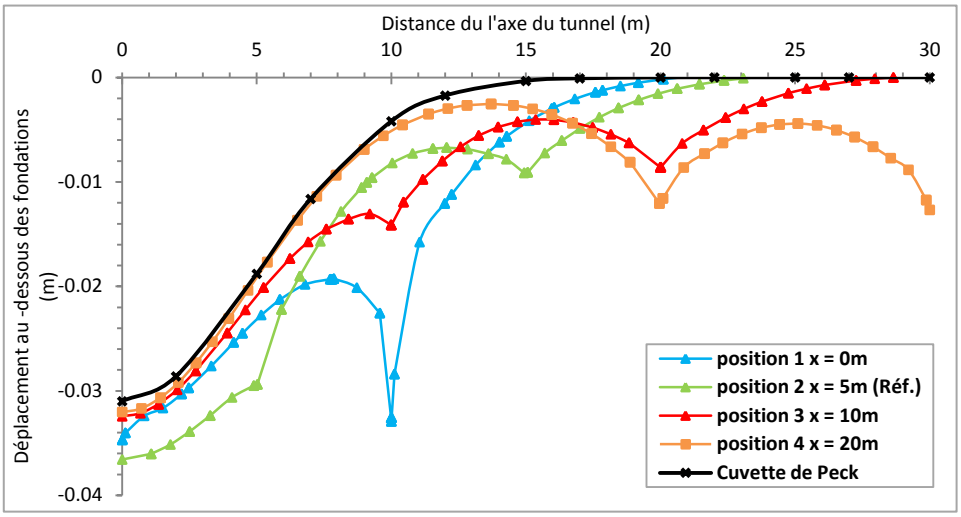



**Fig. 4.19** Déplacement sous les fondations pour les différentes positions du bâtiment

Le tableau 4.4 synthétise les résultats des calculs numériques décrits dans les figures (4.18)et (4.19).

**Tableau 4.3** Influence de la position du bâtiment

| **Position du BT** | **$S_{max}$ (mm)** | **Déplacement au-dessous Des fondations (mm)** |
|---|---|---|
| x=0.0 m | -34,55 | -34,45 |
| x=5.0m (Réf.) | -30,32 | -36,03 |
| x=10.0m | -19,35 | -32,44 |
| x=20.0m | -17,15 | -32,02 |

### 4.5.3 Influence de la largeur du bâtiment

Afin d'étudier l'influence de la largeur sur le comportement du sol en surface et au-dessous des fondations vis-à-vis du creusement du tunnel, nous avons ajouté un autre élément à notre étude paramétrique, il s'agit de la largeur de la structure.

Trois cas ont été étudiés : L =10 m ; 15 m et 20 m (figure 4.20).

#### *4.5.3.1 Tassement en surface pour différentes largeur de la structure*

La figure (4.20) illustre les déformées de maillage pour les différentes largeurs du bâtiment, on note que les formes des cuvettes sont influencées par ce facteur.

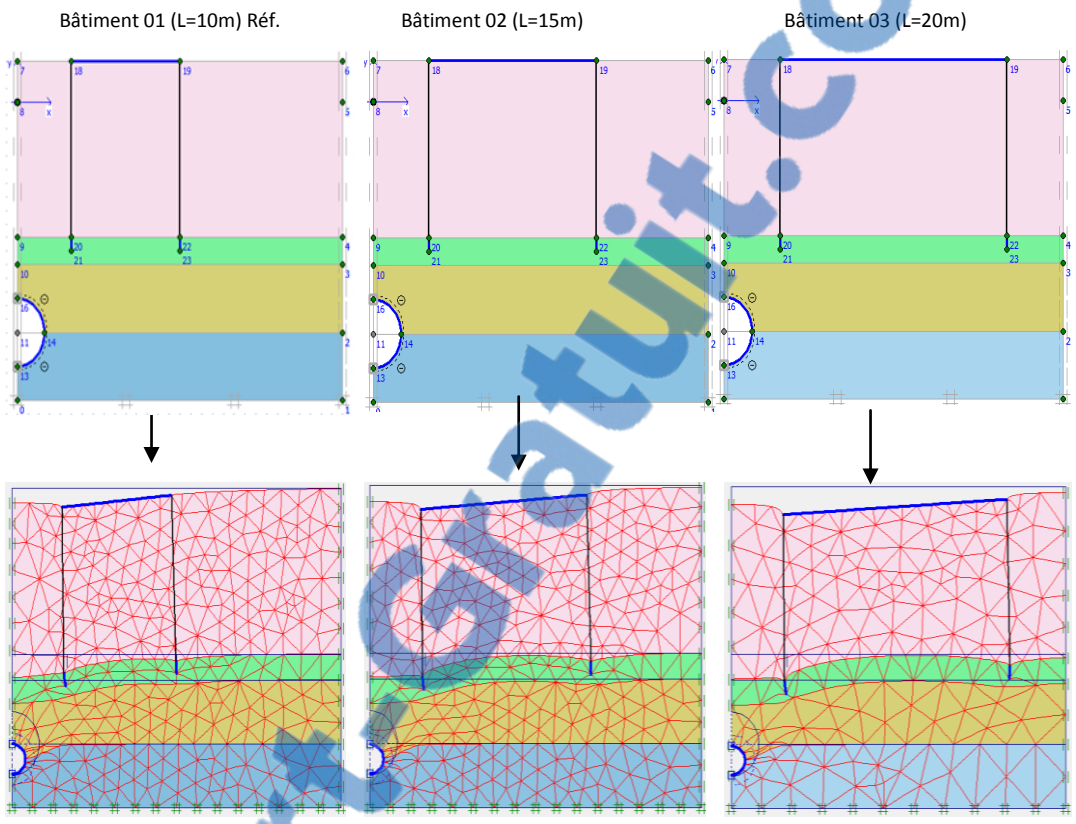



**Fig. 4.20** Cuvettes de tassements pour différentes largeur du bâtiment

À travers la figure (4.20), on remarque que le tassement maximum à l'axe du tunnel causé par le creusement augmente avec l'élargissement de la surface de la structure : ce qui nous parait cohérent vue les surcharges de la structure.

Rapport-Gratuit.com

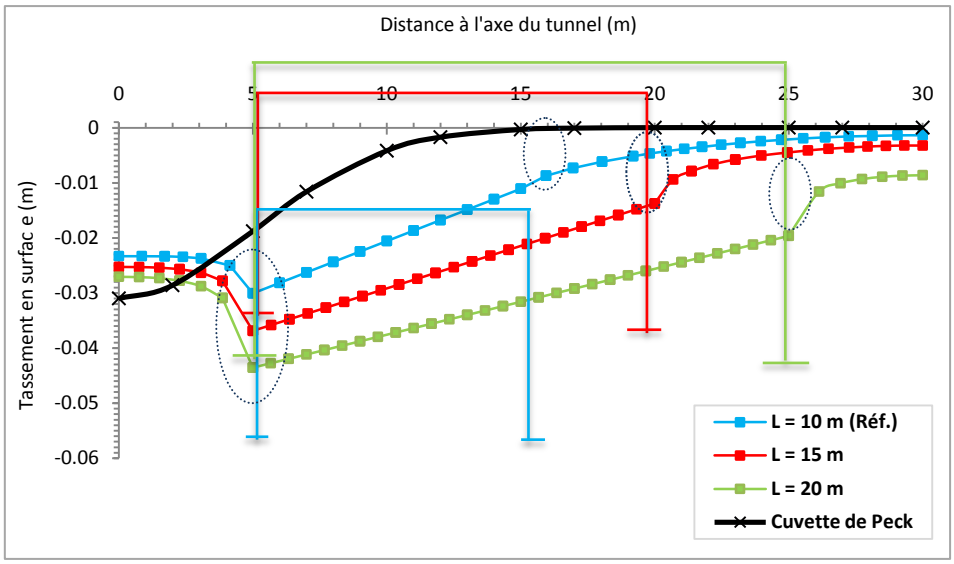



**Fig. 4.21** Les cuvettes de tassement pour différentes largeurs du bâtiment

### *4.5.3.2 Déplacement au-dessous des fondations*

Concernant les tassements des sols au-dessous des fondations la figure (4.22) regroupe les résultats retrouvés,

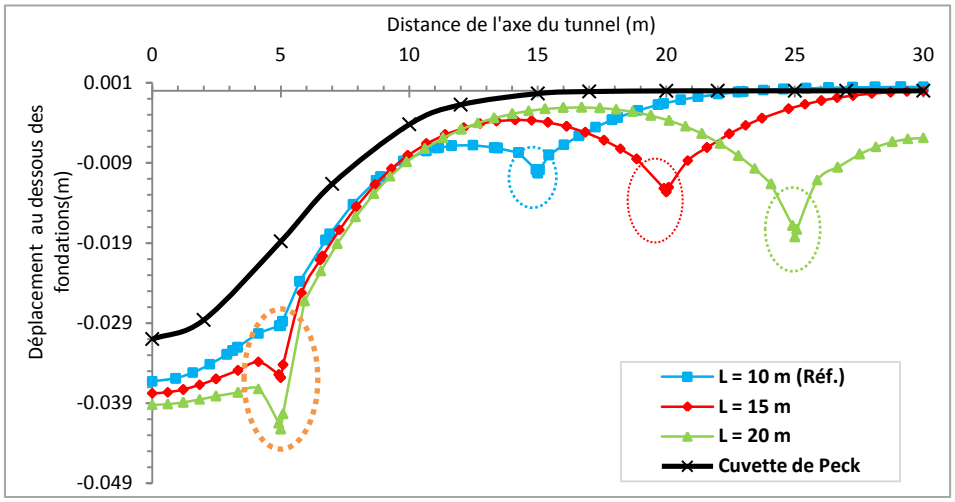



**Fig. 4.22** Déplacement au-dessous des fondations

L'allure des cuvettes de tassement est toujours influencée par la largeur de la structure : plus la structure est large, plus le champ de déformations augmente entre les pieux.

#### *4.5.3.3 Comparaison du tassement en surface avec et sans tunnel*

Les figures suivantes (4.23), (4.24), et (4.25) illustrent une comparaison des cuvettes de tassements entre les deux calculs (avant le creusement d'un tunnel et après), pour différentes largeurs du bâtiment.

L'analyse réalisée sur ces figures a montré que le pieu le plus proche de l'axe du tunnel (pieu (1)) est toujours fortement sollicité et qu'il fait office d'écran de protection du pieu arrière (pieu (2)) qui présente un tassement identique à celui trouvé avant le creusement du tunnel.

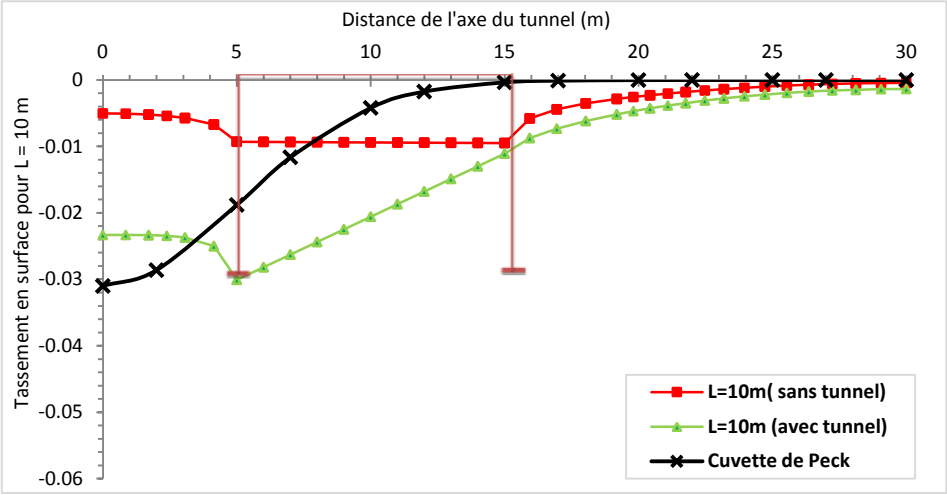



**Fig. 4.23** Tassement en surface L=10m

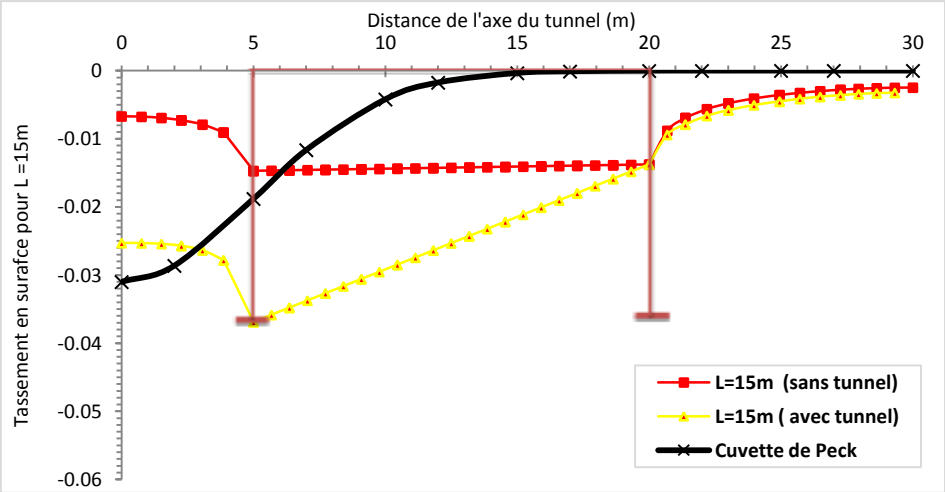



**Fig. 4.24** Tassement en surface L=15m

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

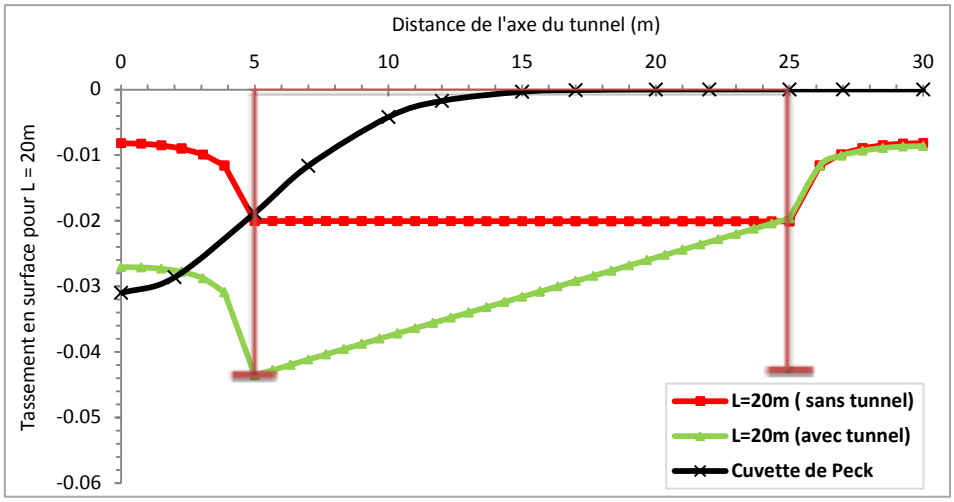



**Fig. 4.25** Tassement en surface pour L = 20m

On remarque aussi, que le creusement du tunnel sous des structures préexistences influence fortement ces dernières.

### 4.5.4 Influence de la hauteur des pieux

La hauteur des pieux de la structure a une influence importante sur le comportement du sol, cela a été clairement mis en évidence grâce aux trois calculs réalisés pour différentes hauteurs de la structure.

#### *4.5.4.1 Tassement en surface pour différentes hauteurs des pieux*

La figure (4.26) montre les trois cas étudiés ainsi que leurs déformées de maillage pour différentes hauteurs des pieux.

Les trois cas étudiés sont pour des hauteurs de : 10 m, 15 m et 20 m et ceci afin d'analyser l'effet de la hauteur des fondations ainsi que la nature des sols d'assise sur le comportement interaction tunnel- sol- structure.

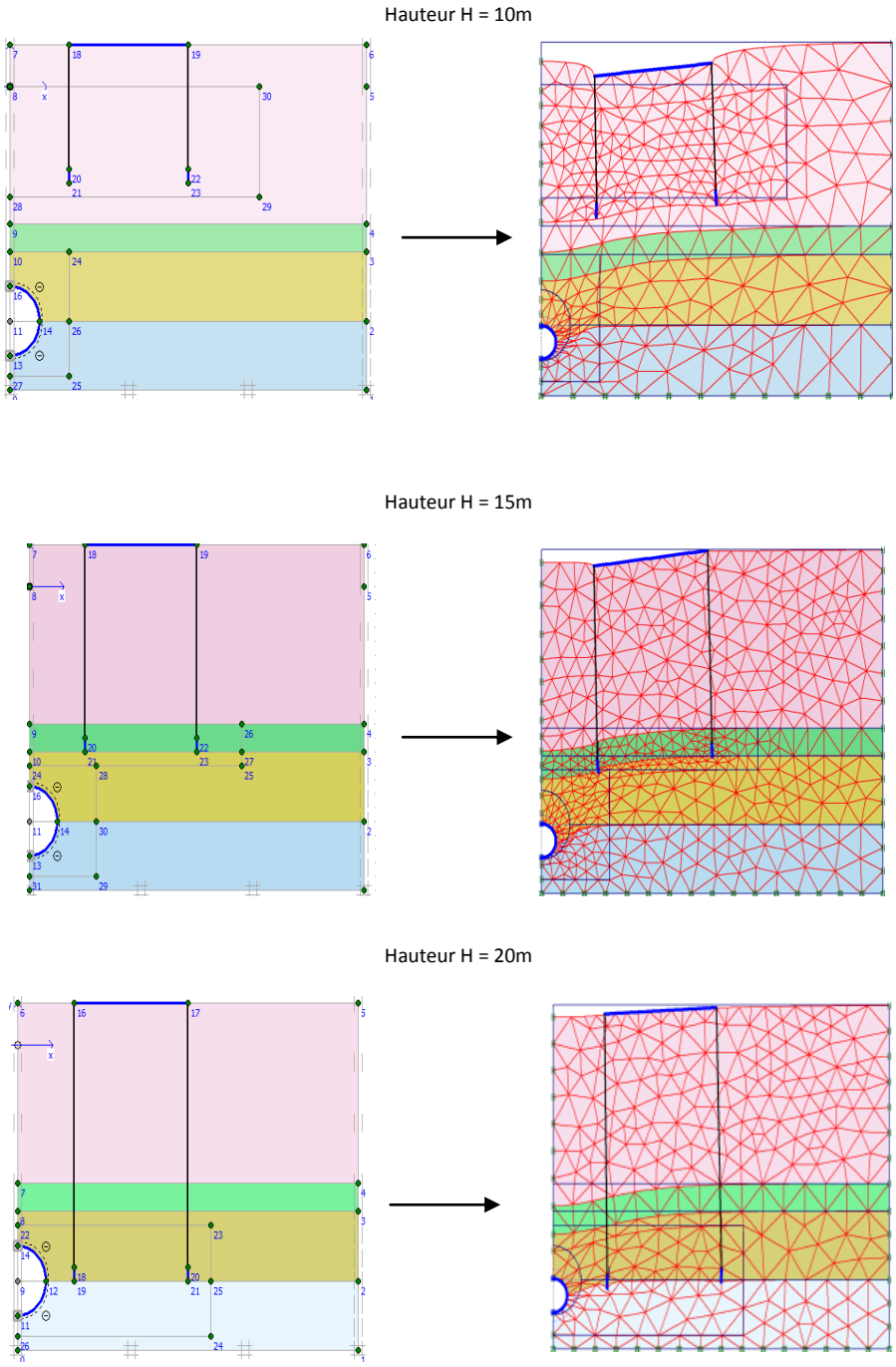



**Fig. 4.26** Tassement en surface pour différentes hauteur de pieu

Grâce à la figure (4.27), les remarques suivantes ont été constatées :

1 En surface, les cuvettes obtenues, montrent des profils transversaux qui changent avec la hauteur des pieux. En effet, moins la hauteur du pieu est important, plus le tassement maximum à l'axe du tunnel est élevé, l'effet de la rigidité du bâtiment est moins important.

2 De même, on remarque qu'en augmentant la hauteur des pieux de façon à s'approcher du tunnel (la zone d'influence), les tassements en surface diminuent : c'est l'effet de la rigidité. L'interaction creusement-sol-structure se manifeste pour ce cas d'étude.

3 Notons que l'influence de la nature du massif (cohésion, stratification) sur le comportement d'interaction sol-pieu-machine a joué un rôle assez important dans ces résultats **:** En effet, à travers des essais sur modèles réduits, il a été constaté que le mécanisme de rupture dans les argiles et les sables est pratiquement différent. Les tests dans les sables montrent une forme de cheminée, tandis que dans l'argile, le mécanisme est décrit par une zone beaucoup plus large influencée par l'instabilité (fig.4.28) ; c'est généralement conforme aux résultats observés. (Broere, 2001).

Nos résultats sont fondés : alors que les allures de cuvettes obtenues pour des pieux enfoncés dans l'argile (hauteur =10m et 15m) sont beaucoup plus larges et ont une forme similaire, ceux fondés sur les couches sableuses (Hauteur de pieux égale à 20m) sont, soit disant, de forme différente qui n'est pas étroite mais nous avons supposé que c'est causé par le fait que les pieux de hauteur 20m se trouvent à la hauteur des flancs du tunnels (effet de bulbes de pression).

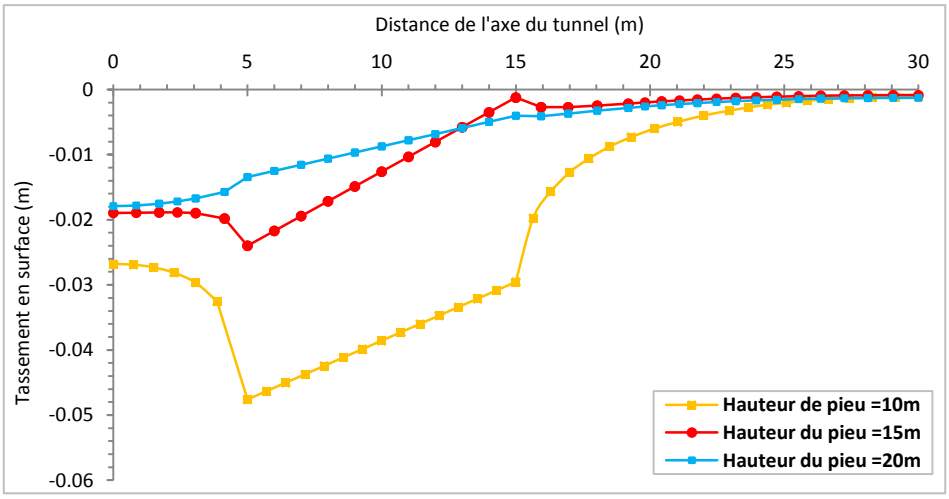



**Fig. 4.27** Tassement en surface pour différentes hauteurs des pieux

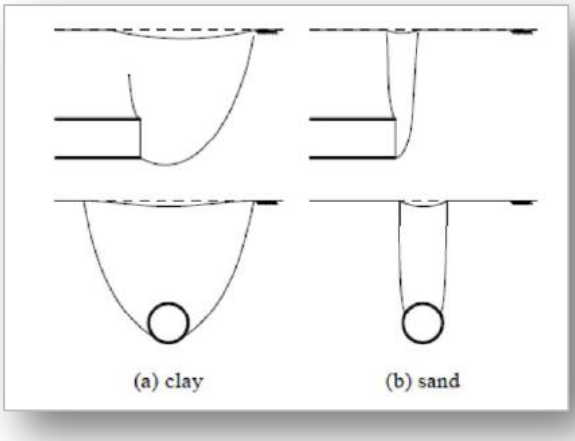



**Fig. 4.28** Forme globale du mécanisme de rupture observé dans les sables et dans les argiles (Broere ,2001)

#### *4.5.4.2 Déplacements verticaux au-dessous des fondations*

Toujours suivant la même thématique, ce paragraphe a été dédié à l'analyse des tassements au-dessous des fondations, les résultats sont regroupés sur la figure (4.29).

On remarque tout d'abord, une forte interaction entre la hauteur des pieux et les tassements au-dessous des fondations, le sol à cet endroit est sollicité avec l'augmentation de la hauteur des pieux : moins la hauteur du pieu est importante, plus l'allure des cuvettes est modifiée plus particulièrement au niveau du pieu le plus proche de l'axe du tunnel : c'est l'effet de la rigidité en plus de la nature hétérogène du sol.

En comparant ces résultats avec le modèle de Peck, nous avons remarqué la forte similitude entre la cuvette obtenue par ce calcul et celle du modèle numérique pour une hauteur des pieux égale à 15 m (Pieu se trouvant à une distance verticale de 2,5 m de la clé du tunnel) : ce qui montre la forte influence du creusement sur le profil des déplacements.

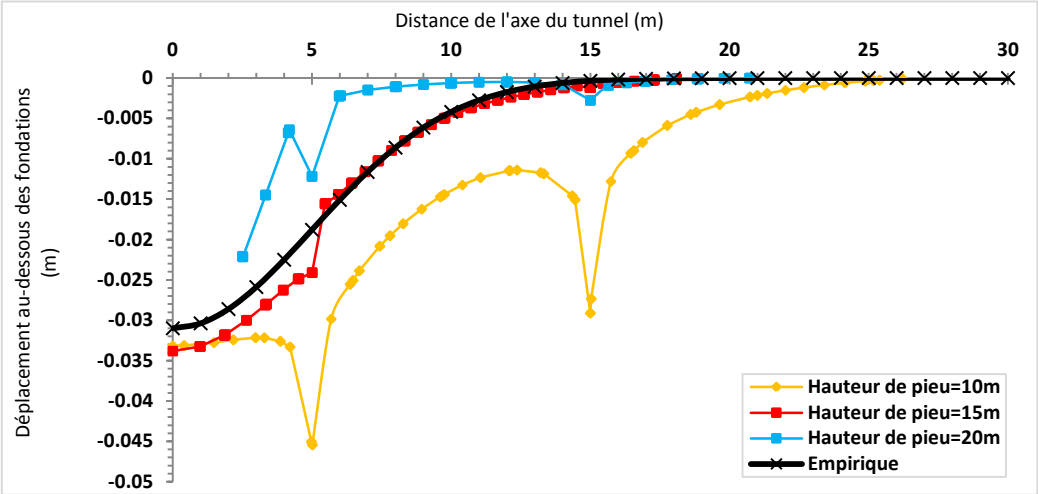



**Fig. 4.29** Déplacement au-dessous des fondations

## 4.6 CONCLUSION

Les études menées dans ce chapitre nous ont permis de clarifier le phénomène d'interaction tunnel-sol-structure : le sol est sollicité de façon à répondre aux différents cas d'études. Il se déforme en image de déplacements verticaux (tassements) et horizontaux.

Nous avons traité à travers ce chapitre en premier lieu un cas de référence qui a fait l'objet par la suite d'une étude paramétrique afin d'étudier l'effet de d'interaction du creusement avec une structure en surface, les cas étudiés concernaient la profondeur du tunnel, la position de la structure, sa largeur ainsi que la hauteur des pieux, à vrai dire le modèle consistait à étudier l'interaction entre des fondations profondes, un tunnel et une structure en surface.

Il a été constaté de ces résultats que l'effet du creusement influe considérablement sur le comportement du sol, que ce soit en surface ou sous les fondations : On a présumé que l'effet est causé par la rigidité, la nature du sol ainsi que la distance entre les pieux et le tunnel.

De même, on a abouti à un constat assez intéressant : « Le pieu le plus proche de l'excavation est le plus sollicité et joue un rôle de renforcement du sol qui prévient les déformations du deuxième pieu » c'est l'effet de la zone d'influence.

Pour mieux voir l'effet de ces différentes positions, nous avons tracé les différentes courbes décrites sur la figure (4.18).

Cette figure présente les cuvettes de tassement en surface. On note une diminution du tassement maximum en s'éloignant de l'axe du tunnel. En fait, c'est l'effet de la zone d'influence.

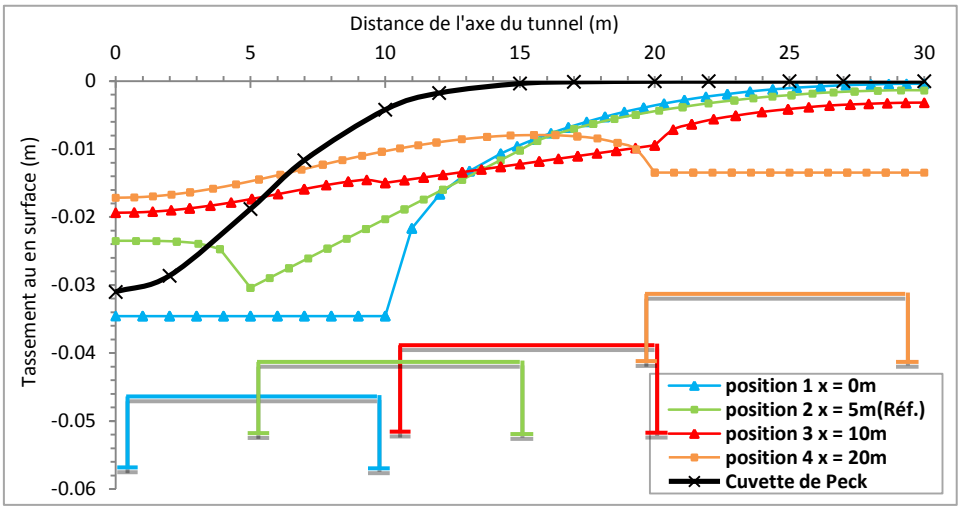



**Fig. 4.18** Tassements en surface pour différentes positions du bâtiment

### *4.5.2.1 Déplacement au-dessous des fondations*

La figure (4.19) représente la variation des déplacements au-dessous des fondations pour les quatre cas traités, les conclusions suivantes ont été perçues :

- Apparemment, dans cette configuration, la cuvette de Peck a retrouvé sa place et c'est complètement justifié vue qu'elle est en adéquation parfaite avec la courbe de position (4) du moins jusqu'à une distance d'environ 12m de l'axe du tunnel ; la structure est loin de 20m supposant que la cuvette n'est plus en interaction avec la structure.
- Le tassement maximum en surface de la première position présentait la valeur la plus importante, par contre sous les fondations , c'est dans la position (2) que le tassement maximum présenta la valeur la plus élevée, résultat qui nous a paru incohérent vue que la cuvette de tassement causé par l'excavation

# Conclusion Générale

Le creusement d'ouvrages souterrains constitue de nos jours une des solutions les mieux adaptées pour la construction des infrastructures de transports routiers et ferroviaires. Notre pays connait un essor assez évolué dans ce contexte d'où l'intérêt majeur que présente de telles études...

L'utilisation de tunneliers à front pressurisé est souvent pleinement justifiée, en particulier en contexte urbain, où les terrains sont meubles, et où la préservation des ouvrages avoisinants impose une limitation rigoureuse des mouvements du massif environnant.

Ce mémoire a été réalisé dans le but d'étudier à l'aide d'une modélisation numérique le problème d'interaction creusement- ouvrages avoisinant rencontré lors de la construction de tunnels en site urbain. Les études menées au cours de ce travail nous ont permis de clarifier le phénomène d'interaction tunnel-sol-structure : le sol est sollicité de façon à répondre aux différents cas d'études. Il se déforme en image de déplacements verticaux (tassements) et horizontaux.

Nous avons traité à travers ce mémoire en premier lieu un cas de référence qui a fait l'objet par la suite d'une étude paramétrique afin d'étudier l'effet de l'interaction du creusement avec une structure en surface, les cas étudiés concernaient la profondeur du tunnel, la position de la structure, sa largeur ainsi que la hauteur des pieux, à vrai dire le modèle de référence consistait à étudier l'interaction entre des fondations profondes et le creusement de tunnel.

Il a été constaté de ces résultats que l'effet de l'interaction entre le creusement et la structure influe considérablement sur le comportement du sol, que ce soit en surface ou sous les fondations : On a présumé que l'effet est causé par la rigidité, la nature du sol ainsi que la distance entre les pieux et le plan médian du tunnel.

Rapport-Gratuit.com

En effet, la rigidité du sol, ainsi que du bâti joue un rôle très important dans le processus de l'interaction tunnel- sol- structure. La rigidité augmente avec la profondeur.

De même, on a abouti à un constat assez intéressant concernant l'effet de la profondeur du tunnel : Dans les deux premières configurations où H=2D et H=3D, les pieux sont assez proches du tunnel : ces derniers interagissent avec le tunnel ce qui a augmenté la rigidité du sol permettant ainsi la diminution des tassements même pour de faibles couvertures. Tandis que pour le modèle (H=4D) ; les pieux se trouvent loin du tunnel, on constate l'absence de l'interaction, ce qui a réduit l'effet de la rigidité du bâti sur les tassements qui ont gardé leur ampleur original.

D'autre part, nous avons remarqué que le pieu le plus proche de l'excavation est le plus sollicité et joue un rôle de renforcement du sol qui prévient les déformations du deuxième pieu, c'est l'effet de la zone d'influence.

Notre étude a aussi mis en évidence que l'effet de l'excentricité et la largeur de la structure du centre du tunnel présentaient, aussi, des facteurs importants : plus on élargissait la structure, plus les tassements maximums augmentaient et, de même, l'éloignement de la structure de l'axe vertical du tunnel faisait réduire les tassements maximums.

De plus, ce travail a par ailleurs dégagé des déplacements horizontaux qui se manifestent le plus souvent au niveau de l'excavation ; ils convergent vers le centre du tunnel sous forme d'un ventre causé par l'effet du tunnelier pressurisé. Il apparait un ventre à la hauteur du tunnel qui est repoussé vers l'extérieur : Un résultat qu'on a pu expliquer en supposant qu'au front la pression appliquée par le tunnelier a été assez faible pour garantir un confinement atteignant les 3D ; ce qui a causé une certaine extrusion vers l'extérieur. C'est une interaction entre ces trois éléments : sol, tunnel, structure dans le sens longitudinal qui peut nuire à la stabilité des ouvrages.

Les approches empiriques, bien qu'elles soient un moyen utile pour la description des tassements observés au stade des études préliminaires, présentaient des

limites d'application. Les tassements induits par ces approches se sont avéraient insuffisantes pour appréhender avec précision les phénomènes engendrés au sein du massif encaissant : les allures de ces tassements ne reflétaient, plus particulièrement en surface, pas l'influence de la structure. Les courbes ressorties ne sont plus conformes au modèle de Peck : L'existence de la structure a complètement influencé le comportement du massif, d'où il apparaît nécessaire de disposer d'outils de simulation plus rigoureux qui permettent d'évaluer les mouvements de sol engendrés par le creusement (calculs numériques).

Comme perspectives à ce travail on cite :

- Modifier la rigidité en vue d'étudier son influence sur le comportement du massif encaissant.
- Poser un mur de soutènement séparant le tunnel de la structure avoisinante afin d'analyser l'effet de la réponse du sol à cette procédure.
- Utiliser les calculs 3D pour mieux cerner le processus d'interaction tunnel-sol-structure en toute sa complexité.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

# *Bibliographie*


1. **AFTES (1995).** Tassements lies au creusement des ouvrages en souterrain. Revue Tunnels et Ouvrages Souterrains, vol. 132, pp. 373-395.
2. **AKHAVEISSY A. H. (2011).** Analysis of tunnel and super structures for excavation. Department of Civil Engineering, Razi University, Kermanshah, P.O. Box 67149-67346, Iran.
3. **ATAHAN C. (1995).** Modélisation numérique du creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier à pression de boue. Thèse de doctorat : Ecole Nationale des ponts et chaussées.
4. **ATWA M. (1996).** Analyse numérique des écoulements d'eau et de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 475p.
5. **AUGARDE C., BURD H. J., HOULSBY G.T. (1995).** A three-dimensional finite element model of tunnelling. Numerical Models in Geomechanics — NUMOG M Pande & Pietruszczak (eds Balkema, Rotterdam. ISBN 90 5410 568 2.
6. **AUGARDE C. E., LIU G. (1994).** Analysis of settlement damage to masonry structures. Proc. 3 rd European Conf. Numerical Methods in Geotechnical Engineering (ed. I.M. Smith), 203-208.
7. **AUGARDE C. E. (1997).** Numerical modeling of tunnelling processes for assessment of damage to structures. d.phil. thesis, university of oxford.
8. **BENAMAR I. (1996).** Étude des effets différés dans les tunnels profonds. Thèse de doctorat, Géotechnique, Ecole Nationale des Ponts et Chaussée, Paris, France.
9. **BENMEBAREK S., R KASTNER. (2000).** Modélisation numérique des mouvements de terrain meuble induits par un tunnelier Can. Geotech. J. 37: 1309–1324
10. **BERNAT S. (1996).** Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble. Qualification sur chantier expérimental. Thèse de doctorat, Ecole Nationale de Lyon.
11. **BERTHOZ N. (2012).** Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés. Thèse de Doctorat. Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat.
12. **BERTHOZ N., BRANQUE D., WONG H., SUBRIN D. (2010).**Evolution des champs de contraintes et déplacements autour d'un tunnelier à front pressurisé, Actes des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Grenoble, France, pp. 779-786.
13. **Broere W. (2001).** Influence of Infiltration and Groundwater Flow on Tunnel Face Stability. O. Kusakabe, K. Fujita & Y. Miyazaki (eds.) Geotechnical Aspects of Under ground Construction in Soft Ground, Tokyo, Japan, 2000, pp. 339-344.
14. **BEZUIJEN A. (2007).** Bentonite and grout flow around a TBM. Proc. ITA 2007, Prague.
15. **BEZUIJEN A., TALMON A.M. (2008).** Processes around a TBM. GEOtechniek – april 2008.

16. **BLOODWORTH A. G. (2002).** Three-dimensional analysis of tunnelling effects on structures to develop design methods: These de doctorat: Université d'Oxford, Grande Bretagne.

17. **BOUBOU, R. (2010).** Prise en compte du mode de pressurisation du front et de la géologie dans l'étude de l'impact du creusement de tunnels. Thèse de doctorat : INSA de Lyon. France.

18. **BOULON (1996).** Etude des effets différés dans les tunnels profonds .thèse de doctorat pont et chausse Lyon –France. ISBN 978-0-415-68367-8, Lyon Université, INSA—Lyon, LGCIE, France

19. **BRANCI, TAMAHOULT, (2010).** Influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures des bâtiments. Université de CHLEF.

20. **BRINKGREVE, R.B.J., BROERE, W., WATERMAN, D. (2004).**PLAXIS 2-D Professional Version 8.0 – User's Manual. PLAXIS B.V., The Netherlands.

21. **BROERE W. (2001).** Influence of Infiltration and Groundwater Flow on Tunnel Face Stability. O. Kusakabe, K. Fujita & Y. Miyazaki (eds.) Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Tokyo, Japan, 2000, pp. 339-344.

22. **BURD H. J.ET AL. DPHIL M. A., HOULSBY G. T., PHD, MA, FRENG, FICE, AUGARDE C. E., MSC, DPHIL, CENG, MICE , LIU G., BSC, DPHIL (2000).** Modelling tunnelling-induced settlement of masonry buildings. Proc. Instn. Civ. Engrs.Geotechnic. Engng , 143, Jan., 17-29. Paper 11831.

23. **CENTRE DES ETUDES DES TUNNELS (C.E.TU) (1998).** Etudes des déformations autour d'un tunnel sur un modèle réduit bidimensionnel. Bron: C.E.TU, 1993,14 p., Action de recherche G203T1.

24. **CENTRE DES ETUDES DES TUNNELS (C.E.TU) (2012).** Mécanique des Roches et Travaux Souterrains Cours et exercices corrigés. Par : Martin, F., Centre d'Études des Tunnels. Saïtta, A. Laboratoire Régional des Ponts-et-Chaussées d'Aix-en-Provence. France.

25. **CHOW, L. (1994).** The prediction of surface settlements due to tunneling in soft ground university of OXFORD.

26. **DEMAGH R., EMERIAULT F. ET KASTNER R. (2008).** Modélisation 3D du creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé dans les sols surconsolidés. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG'08) Nantes, 18-20 juin 2008, 305-312.

27. **DIAS D. (1999).** Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage. Etude numérique et application à un cas réel en site urbain. Thèse de Doctorat. Lyon : INSA de Lyon, 320 p.

28. **DOLZHENKO N. (2002).** Etudes expérimentale et numériques de modelé renduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel. Développement d'une loi de comportement spécifique. Thèse de doctorat : INSA de Lyon. France.

29. **EL HOUARI N., ALLAL M. A. (2013).** 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.

30. **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

31. **EL HOUARI N., ALLAL M. A., ABOU-BEKR N. (2011).** Numerical Simulation of the Mechanical Response of the Tunnels in the Saturated Soils by Plaxis. Jordan Journal of Civil Engineering, vol 5, N°01, pp 09-31.

32. **EL HOUARI N., ALLAL M. A., ABOU-BEKR N. (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-X. http://www.isbns.net/author/Nesrine_El_Houari.

33. **EL HOUARI N., ALLAL M.A., ABOU-BEKR N (2008).** Ground movement using Plaxis 2D. 20th Canadian Tunneling Conference, Ontario, Canada, 27-28 October 2008.

34. **EL HOUARI N., ALLAL M.A., ABOU-BEKR N.** Simulation numérique de la réponse mécanique des sols meubles due au creusement des tunnels peu profonds. Colloque International Terre et Eau, Annaba, Algeria 17-19 Novembre 2008.

35. EMERIAULT F., YAN J., KASTNER R. (2008). Validation d'une procédure de modélisation numérique des mouvements induits par un tunnelier de très grand diamètre dans les argiles molles. In : XXVIe Rencontres Universitaires de Génie Civil, Nancy, pp. 1-8.

36. **EZZELDINE O. Y. (1999).** Estimation of the surface displacement field due to construction of cairo metro line el khalafawy- st. therese. Tunnelling and underground space technology, vol. 14, no. 3, pp. 267-279.

37. **FRANZIUS J. N. (2003).** Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence. Thesis (PhD). London: Imperial College, University of London.

38. **GESTA P. (2007).** Travaux souterrains: Technique de l'ingénieur. T.O.S, Paris. France. C5 565 et C5 570

39. **GREENWOOD J.D. (2003).** Three-dimensional analysis of surface settlement in soft ground tunneling, Master of Engineering in Civil and Environmental Engineering, University of Minnesota, USA, 90p.

40. **HOULSBY G.T., BURD H.J., AUGARDE C.E.** Analysis of tunnel-induced settlement damage to surface structures. Engineering and Physical Science Research Council, the SBFSS Foundation, Howard Humphreys and Partners Limited, the Royal Commission for the Exhibition of 1851 and Oxford University. Grande Bretagne.

41. **JANIN, J. P. (2012).** Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie). Thèse Doc. Lyon: Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale de l'INSA de Lyon. 267p.

42. **KARAKUS, M (2007).** Appraising the methods accounting for 3D tunnel effects in 2D planes strain Fe analysis. Tunneling and Underground Space Technology, 22: 47-56. www. Elsevier.

43. **KATZENBACH R., BRETH H. (1981).**Nonlinear 3d analysis for NATM in frankfurt clay. Proceedings Loth International. Conference on soil mechanics and foundation engineering, stockholm, sweden, session 2, vol. i, pp. 315-318. technical university of darmstadt, federal republic of germany.

44. **KATZENBACH R. (2013).**Soil-Structure-Interaction of Tunnels and Superstructures during Construction and Service Time Procedia Engineering 57 (2013) 35 – 44.

45. **KITCHEH F. (2012).** Etude numérique de la stabilité d'une section du tunnel t4 de l'autoroute est -ouest .pour obtention diplôme magister génie civil unv Batna –Algérie

46. **LECA E. (2000).** Etude du comportement des tunnels creusés en terrains meubles : Laboratoire centrale des ponts et chaussées. Etude et recherche des LCPC, série Géotechnique. GT 66-96 pages. Paris. France. Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel. Revue Française de Géotechnique, N° 43, pp. 5-19.

47. **LEE Y.L. (1994).** Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 310p.

48. **LIU G. (1997).** Numerical modelling of damage to masonry buildings to tunnelling. Thèse de Doctorat : Université d'Oxford. Grande Bretagne.

49. **LOGANATHAN (2000).** Prediction of behaviour of piled building foundations due to tunneling.

50. **LUNARDI P. (1997).** Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, présoutènement et préconfinement, Revue Française de Géotechnique, n°80, pp. 17-34.

51. **MAGNAN J.P., SERRATRICE J.F. (2002).** Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées-238- Réf. 4412-pp. 5-36

52. **MALEKI (2011).** An equivalent beam model for the analysis of tunnel-building interaction Impact Factor: 1.49 • DOI: 10.1016/j.tust.2011.02.006 page 524–533

53. MARCOS (1958). Etude expérimentale et numérique de modèle réduit, INSA de Lyon docinsa.insa-lyon.fr

54. **MOLLON G. (2010).** Etude déterministe et probabiliste du comportement des tunnels. Thèse de doctorat. L'institut national des sciences appliquées de Lyon. France. 387p.

55. **MROUEH H. & SHAHROUR I. (2002).** A full 3D finite tunneling-adjacent element analysis of structures interaction. Laboratory of Mechanics of Lille (uracnrs 1441).Computers and Geotechnics, 30, 245.

56. **MROUEH H.& SHAHROUR I. (2007).** A simplified 3D model for tunnel construction using tunnel boring machines. Tunneling and Underground Space Technology, 23: 38-45.

57. **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.

58. **NGUYEN P. G.(2003).** Modélisation numériques des soutènements d'excavation. Thèse de doctorat. École nationale des ponts et chaussées.

59. **OREILLY & NEW (1982).**Sensitivity of urban buildings to tunneling-induced settlements . www.tdx.cat/bitstream

60. **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.

61. **PERROCHET P. DEMATTEIS A. (2007).** Modeling transient discharge into a tunnel drilled in a heterogeneous formation. Ground Water 45 (6), 786–790.

62. **PLAXIS V.8.2 (2003).** Finite element codes for soil and rock'n'roll analyses, 2 nd version, 8.2. Material Models Manual. Reference Models Manual. Manual Scientific Models.Manual Tutorial models.

63. **PRÉ (2016).** Thalasso therapie établissements thermales vallée d'Aoste. De Haute-Savoie et Genève par le tunnel du Mont Blanc.

64. **ROWE R. K, LO K.Y., KACK G.J.A (1983).** Method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, n° 1, pp. 11-22.

65. **SAGASETA C. et GONZALES C. (2001).** Patterns of soil deformations around tunnels. Application to the extension of Madrid Metro. Computers and Geotechnics 28.445–468.

66. **SCHMIDIT (1974).** Mouvements de sol lors du creusement d'un tunnel . docinsa.insa-lyon.fr.

67. **TROMPILLE V. (2003).** Etude expérimentale et théorique du comportement d'un tunnel renforcé par boulonnage frontal. Thèse de Doctorat. Lyon : Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 219 p.

68. **VANOUDHEUSDEN E., EMERIAULT F., KASTNER R., ROBERT J. (2007).** Corrélations entre paramètres de creusement de tunneliers à front pressurisé et tassements de surface – Application au cas de la ligne B du métro de Toulouse » Proceedings of the XIV ECSMGE, Madrid.

69. **VERMEER P.A., MOLLER S. C., RUSE N. (2005).** On the Application of Numerical Analysis in Tunnelling. Institute of Geotechnical Engineering, Pfaffenwaldring 35, 70569 Stuttgart,Germany.

70. **VERMEER P.A., MOLLER S.C. (2007).** On numerical simulation of tunnel installation: Tunnelling and Underground Space Technology. www.elsevier.com/locate/tust.

## ملخص

هذه المذكرة عبارة عن مشاركة لدراسة تأثير حفر نفق على سلوك التربة تحت أساسات بناية, وكذلك حققنا مجموعة من التحليلات الرقمية المسايرة مع دراسات العمليات من أجل فهم ظاهرة حفر النفق المتفاعلة مع بناية متواجدة على السطح و ترتكز على أعمدة عميقة. الدراسة قامت عن طريق البرمجة الرقمية PLAXIS V8.2المتركزة على منهج العناصر المحددة في تشوهات المستوية. النتائج تدل أن هناك تشوهات على السطح و في الأعماق. الحركات تتمثل بالأخص في رص غير منتظمة, و تتمركز في الأساسات, وعند التوازن العمودي تحت سطح الأرض على شكل حوض متأثر بشدة بتواجد البناية, الدراسة العملية اثبتت تأثير مختلف العوامل الهندسية على سلوك التربة المحيطة.

## *Résumé*

Ce mémoire concerne une modeste contribution à l'étude de l'influence du creusement d'un tunnel sur le comportement du sol sous les fondations d'une construction. Aussi, il a été réalisé, en vue de comprendre, par une série d'analyses numériques, accompagnées d'études paramétriques, le processus du creusement d'un tunnel en interaction avec une structure se trouvant en surface reposant sur des fondations profondes. L'étude est effectuée à l'aide du code de calcul PLAXIS 2D qui est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) en déformations planes. Les résultats montrent qu'il y a des déformations qui influent considérablement sur la structure en surface et en profondeur. Ces mouvements sont surtout représentés par des tassements, qui ne sont pas uniformes, et se concentrent au niveau des fondations et à l'aplomb du souterrain sous la forme d'une cuvette fortement influencée par l'existence du bâti. L'étude paramétrique a prouvé l'influence des différents paramètres géométriques sur le comportement du massif environnant.

## *Abstract*

This memory relates to a modest contribution to the study of the influence of the tunnelling on the behavior of the ground under the foundations of a construction. Also, it was carried out, in order to understand, by a series of numerical analyses, accompanied by parametric studies, the process of the tunnelling of a tunnel in interaction with a structure being on the surface resting on deep foundations. The study is carried out using the computer code PLAXIS 2D which is based on the finite element method (MEF) in plane deformations. The results show that there are deformations which influence considerably on the structure en surface and in-depth. These movements are especially represented by settlements, which are not uniform, and concentrate on the level of the foundations and in the vertical of the underground in the shape of a trough strongly influenced by the existence of the building. Parametric study proved the influence of the various geometrical parameters on the behavior of the surrounding ground.