

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ ABOU-BEKR BELKAID – TLEMCEM



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Master en Génie civil

Spécialité

Géotechnique

Thème

SIMULATION NUMERIQUE DE L'INFLUENCE DU CREUSEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS EN MILIEU URBAIN

Présenté Par :

M^{lle} BNHAMMOU Fatiha

M^{lle} ZIRAR Assia

Soutenu le 29 Juin 2019 devant le Jury composé de

Président	M. CHERIF E.	MAITRE ASSISTANT	(Université Tlemcen)
Encadrant	M. ALLAL M. A.	PROFESSEUR	(Université Tlemcen)
Encadrant	M ^{ME} EL HOUARI N.	MAITRE DE CONFERENCES	(Université Tlemcen)
Examineur	M. ZADJAOUI A.	PROFESSEUR	(Université Tlemcen)

Ce modeste travail est dédié à nos chers parents

A toutes nos familles

A tous nos amis (es), et à la promotion M2 géotechnique (2018 - 2019).

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

Remerciements

En tout premier lieu, nous remercions le bon Dieu, tout puissant, de nos avoir donné la force pour survivre, ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés.

Les mots ne suffiront pas à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à nos encadrants ; Mr ALLAL M. A., Professeur à l'Université de Tlemcen et à Mme EL HOUARI N. Maître de conférences à l'Université de Tlemcen qui, par-delà la supervision scientifique de ce travail, ont contribué, dans leur implication et l'attention qu'ils nous ont prodigué, à rendre ce travail passionnant et ce parcours aussi enrichissant.

Nous adressons nos remerciements à Mr CHERIF E. Maître Assistant à l'Université Tlemcen pour avoir bien voulu accepter de présider le jury de ce mémoire.

Nous remercions chaleureusement, Mr ZADJAOUI A. Professeur à l'Université de Tlemcen qui a aimablement accepté d'examiner ce travail.

Afin de n'oublier personne, nos vifs remerciements s'adressent à tous ceux qui nous ont aidés à la réalisation de ce modeste mémoire.

Merci à tous.

BENHAMMOU Fatiha

ZIRAR Assia

Comprendre comment les bâtiments réagissent aux mouvements du sol induits par les tunnels et les excavations à ciel ouvert est un domaine de grande importance pour les projets dans un milieu urbain caractérisé par des sols meubles, en particulier pour la gestion des risques. Le travail présenté dans ce mémoire vise à analyser et à comprendre les mécanismes mis en jeu au niveau de l'impact de ces derniers sur les structures avoisinantes. Trois études de cas différentes sont développées pour la compréhension qu'elles offrent de l'interaction sol-structure provoquée : la première est une modélisation de création d'un tunnel sous un bâtiment par deux méthodes de creusement (TBM et NATM) ; dans la deuxième simulation nous avons étudié la nature de la déformation des murs et du tassement en surface pour les excavations en tranchée ouverte et couverte proche d'un immeuble ; la troisième étude concerne la modélisation d'un modèle global qui englobe les deux simulations précédentes : un tunnel sous un bâti devant une excavation réalisée en tranchée couverte. Les études sont menées à l'aide du code de calcul Plaxis 2D ; permettant ainsi d'estimer l'ampleur des déplacements horizontaux ainsi que les déplacements verticaux des sols environnants. Les résultats ont mis en évidence l'influence importante de la construction des ouvrages souterrains non seulement sur le terrain excavé, mais également sur les structures environnantes.

Mots clés : Tunnels, tranchée, déplacements horizontaux, tassements, PLAXIS V8.2, NATM, TBM.

Summary

Understanding how buildings respond to ground movements induced by tunnels and open excavations is an area of great importance for projects in an urban environment characterized by soft soils, particularly for risk management. The work presented in this brief aims to analyze and understand the mechanisms involved in terms of their impact on surrounding structures. Three different case studies are developed for their understanding of induced soil-structure interaction: the first is a model of tunnel creation under a building by two digging methods (TBM and NATM); in the second simulation we studied the nature of wall deformation and surface settlement for open and covered trench excavations near a building; the third study concerns the modeling of a global model that includes the two previous simulations: a tunnel under a building next of a covered trench excavation. The studies are conducted using the Plaxis 2D calculation code; thus, making it possible to estimate the magnitude of horizontal displacements as well as the vertical displacements of the surrounding soils. The results highlighted the significant influence of the construction of underground structures not only on the excavated soil, but also on the surrounding structures.

Keywords: Tunnels, trenches, horizontal movements, settlements, PLAXIS V8.2, NATM, TBM.

إن فهم كيفية استجابة المباني للحركات الأرضية الناجمة عن الأنفاق و الخنادق المفتوحة هو مجال ذو أهمية كبيرة للمشاريع في بيئة حضرية تتميز بالتربة الناعمة، وخاصة لإدارة المخاطر. يهدف العمل المقدم في هذه الرسالة إلى تحليل وفهم الآليات التي ينطوي عليها تأثير هذا الأخير على الهياكل المجاورة. تم تطوير ثلاث دراسات لحالات مختلفة لفهم التفاعل بين بنية التربة و المباني المجاورة : أول دراسة هي نموذج لإنشاء نفق تحت مبنى بطريقتين للحفر (TBM؛ NATM) ؛ في المحاكاة الرقمية الثانية درسنا طبيعة تشوه الجدار و كذلك التشوهات على مستوى السطح لحفريات الخنادق المفتوحة والمغطاة بالقرب من المبنى ؛ تتعلق الدراسة الثالثة بنمذجة نموذج شامل يتضمن المحاكاة الرقمية السابقة : نفق تحت بناية مجاور لخندق مغطى. وتجري الدراسات باستخدام البرمجة الرقمية Plaxis 2D ؛ مما يجعل من الممكن تقدير والحركات الأفقية و العمودية للتربة المحيطة. سلطت النتائج الضوء على التأثير الهام لبناء المباني تحت الأرض ليس فقط على الأرض التي تم حفرها، ولكن أيضاً على المباني المحيطة.

الكلمات المفتاحية: الأنفاق ، الخندق ، الحركات الأفقية ، الضغط ، TBM ، NATM ، PLAXIS V8.2

Liste des figures

Chapitre 1

Figure 1.1 Exemple de tranchée ouverte en site urbain soutenu par des parois moulées et ancrages précontraints. (Lahmadi, 2015)	8
Figure 1.2 Types de structures de tranchées couvertes (CETU, 1998)	9
Figure 1.3 Définition des paramètres caractéristiques des mouvements subis par la structure (Bernat, 1996).....	13
Figure 1.4 Analyse du comportement d'un écran de soutènement. (Bousbia, 2016).....	15
Figure 1.5 Mouvements des bâtiments idéalisés sous l'effet du creusement. (AFTES, 1995)	19
Figure 1.6 Altitude de site et stratigraphie (Farrell et al ,2014).....	20
Figure 1.7 Plan du site (Farrell et al ,2014)	21
Figure 1.8 Profil du tassement au sol dans la section S-TE (Farrell et al ,2014)	21
Figure 1.9 Nativité façade de Sagrada Familia. (Katzenbach et al, 2013)	22
Figure 1.10 Section plane de la Sagrada Familia et le tunnel (Katzenbach et al, 2013)	23
Figure 1.11 (a) Casa Milà et les travaux de forage. (b) Coupe transversale à la Casa Milà. (Katzenbach et al, 2013)	24
Figure 1.12 Vue d'ensemble de l'effondrement de Nicoll Highway (Singapour) (Asianews, 2004).....	25
Figure 1.13 Excavation de tranchée ouverte à Jakarta (Indonésie) (Gouw, 2012).....	26
Figure 1.14 Excavation à ciel ouvert en Chine (Muthomi, 2013).....	26

Chapitre 2

Figure 2.1 Principal composantes de la déformation du sol : (a) Tunnelier pressurisé. b) Méthode Autrichienne (NATM). (Mair & Taylor, 1997.Cité par EL Houari & Allal, 2015).....	30
Figure 2.2 Cuvette de tassement 3D (Vermeer, 2007).....	32
Figure 2.3 Mouvements des constructions suivant leur position par rapport à l'axe du tunnel (Dias, 1999).....	32
Figure 2.4 Profil gaussien de la cuvette de surface (Dolzhenko, 2002)	33
Figure 2.5 Mouvement de sol. Perte de volume. (Uriel, 1989. Cité par Dolzhenko, 2002).....	34

Figure 2.6 Déformées inclinométriques de Lyon, ancienne ligne D (Bernat, 1996)	36
Figure 2.7 Courbe de convergence (CETU, 2006)	37
Figure 2.8 Principe du taux de déconfinement (Panet, 1991. Cité par Dias, 1999).....	38
Figure 2.9 Courbe convergence- confinement (CETU, 2006).....	39
Figure 2.10 Types d'excavation du front (Kolymbas, 2005. Cité par Kaçar, 2007).....	41
Figure 2.11 Définition du problème de calcul (1 ^{er} cas d'étude).....	42
Figure 2.12 Modèle élément fini de calcul	43
Figure 2.13 Déformée du maillage.....	44
Figure 2.14 Cuvette de tassement en surface	45
Figure 2.15 Influence du creusement sur la structure : Comparaison des cuvettes de tassements (Burd et al, 2000)	46
Figure 2.16 Déplacements verticaux.....	46
Figure 2.17 Déplacements verticaux à différents niveaux.	47
Figure 2.18 Déplacements horizontaux	48
Figure 2.19 Déplacement horizontaux à différentes distances verticales	49
Figure 2.20 Répartition des déplacements horizontaux	50
Figure 2.21 Présentation de la géométrie (NATM).....	50
Figure 2.22 Déformée de maillage (NATM).....	51
Figure 2.23 Déplacements verticaux (NATM)	52
Figure 2.24 Déplacements verticaux a différents niveaux (NATM)	52
Figure 2.25 Déplacement horizontal (NATM).....	53
Figure 2.26 Déplacements horizontaux aux différents profile verticaux (NATM)	54
Figure 2.27 Tassement en surface (TBM, NATM).....	55
Figure 2.28 Déplacement vertical à la clé du tunnel (TBM, NATM).....	57
Figure 2.29 Déplacement vertical en clé et en radier du tunnel a : creusement par NATM b : creusement par TBM.....	57

Chapitre 3

Figure 3.1 Interaction entre l'excavation et les structures adjacentes (Deltares, 2009)	61
Figure 3.2 Déplacements horizontaux et verticaux autour de l'excavation. (Horodecki & Dembicki, 2002).....	63
Figure 3.3 Tassements au voisinage des excavations en fonction de la distance au bord et de la profondeur maximale (Peck, 1969, cité par Korff, 2012)	64
Figure 3.4 Définition du problème de calcul (2 ^{ème} cas d'étude)	67
Figure 3.5 Modèle éléments finis de calcul.	69

Figure 3.6 Phases du calcul de l'exemple retenu	70
Figure 3.7 Déformée du maillage.....	71
Figure 3.8 Distribution des déplacements verticaux	72
Figure 3.9 Distribution des déplacements horizontaux	72
Figure 3.10 Diagramme des déformations du radier	73
Figure 3.11 Diagrammes des déformations des parois moulées.....	74
Figure 3.12 Déformées du maillage : (a) Phase 7 (b) Phase 8	76
Figure 3.13 Distribution des déplacements verticaux	77
Figure 3.14 Distribution des déplacements horizontaux	77
Figure 3.15 Diagrammes des déformations du radier	78
Figure 3.16 Diagrammes des déformations des parois moulées	79
Figure 3.17 Déplacements verticaux au niveau de la surface	80
Figure 3.18 Forme du tassement derrière la paroi droite (B)	81
Figure 3.19 Déplacements verticaux à $y = 19$ m.....	82
Figure 3.20 Déplacements horizontaux Paroi (A), paroi (B).....	83
Figure 3.21 Déplacements verticaux à $Y = 9.5$ m	84
Figure 3.22 Définition du problème de calcul (3 ^{ème} cas d'étude).....	85
Figure 3.23 Déformée du maillage : (a) modèle 1, (b) modèle 2, (c) modèle global	86
Figure 3.24 Déplacement vertical à $Y = 19$ m	87
Figure 3.25 Déplacement horizontal au piédroit du tunnel	88
Figure 3.26 Déplacement horizontal du paroi (A).....	89
Figure 3.27 Déplacement vertical au niveau de la clef du tunnel et du radier.....	90

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau 1.1 Classification des ouvrages souterrain (Barton et al, 1974 cité par Bouvard et al, 1992)	5
Tableau 1.2 Relation entre les déformations de la construction et les mouvements de terrain (AFTES 1995).....	17
Tableau 1.3 Classification des dommages aux constructions courantes (Burland et al. 1977, AFTES, 1995).....	18

Chapitre 2

Tableau 2.1 Caractéristiques du sol du modèle de calcul (Manuel Plaxis).....	42
Tableau 2.2 Caractéristiques du revêtement du tunnel (manuel Plaxis).....	42
Tableau 2.3 Caractéristiques des matériaux du bâtiment	43
Tableau 2.4 Déplacement vertical U_y à différents niveaux	48
Tableau 2.5 Caractéristiques du revêtement	51
Tableau 2.6 Tassement entre appuis successive et la rotation relative	56

Chapitre 3

Tableau 3.1 Caractéristiques des parois moulées (Manuel Plaxis)	68
Tableau 3.2 Caractéristique des tirants d’ancrages et géogridde (manuel Plaxis)	68
Tableau 3.3 Propriétés de la dalle et radier	68
Tableau 3.4 Tassement entre appuis successive et la rotation relative	90

Principales Notations et Abréviations

<p>EPB : bouclier a pression de terre</p> <p>CCM : Méthode Convergence Confinement.</p> <p>TBM : Tunnel Boring Machine.</p> <p>NATM : New Australian Tunneling Machine</p> <p>MC: Mohr Coulomb.</p> <p>MEF: Méthode des Élément Finis.</p> <p>d_{svA} : tassement du point A</p> <p>d_{svA}- d_{svB} : tassement différentiel entre A et B</p> <p>ω : distorsion angulaire</p> <p>α : rotation de corps rigide</p> <p>δ_{vs} : tassement différentiel global</p> <p>Δ_{CD} : déflexion relative entre C et D</p> <p>I_{Δ} : indice de courbure entre C et D</p> <p>$u(z)$: déplacement à la profondeur Z</p> <p>β : pente de la cuvette de tassement</p> <p>ϵ_{crit} : extension critique</p> <p>S(x) : tassement vertical suivant x</p> <p>S_{max} : tassement maximum</p> <p>U_y : déplacement vertical</p> <p>U: déplacement total</p> <p>T : effort tranchant</p>	<p>M : moment fléchissant</p> <p>H : la profondeur de l'excavation</p> <p>c_u : cohésion non drainée</p> <p>γ : le poids volumique.</p> <p>λ : Taux de déconfinement.</p> <p>H : Profondeur du tunnel.</p> <p>L_c: Largeur de cuvette de tassement.</p> <p>V_L: Volume perdu.</p> <p>D : diamètre du tunnel.</p> <p>i : abscisse du point à partir de l'axe de symétrie vertical de tunnel.</p> <p>c : Cohésion du sol.</p>
--	---

Table des matières

RÉSUMÉ	IV
ABSTRACT.....	V
ملخص	VI
LISTE DES FIGURES.....	VII
LISTE DES TABLEAUX	X
PRINCIPALES NOTATIONS ET ABBREVIATIONS	XI
TABLE DES MATIERES	XII
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1

CHAPITRE 1.OUVRAGES SOUTERRAINS EN MILIEU URBAIN : INTERACTION CREUSEMENT - OUVRAGES EXISTANTS

1.1 INTRODUCTION	4
1.2 CLASSIFICATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS	5
1.3 MODES DE CONSTRUCTION DES OUVRAGES SOUTERRAINS.....	6
1.4 MÉTHODES DE CONSTRUCTION À CIEL OUVERT	7
1.4.1 Tranchée ouverte.....	7
1.4.2 Tranchée couverte.....	8
1.5 LES TUNNELS EN SITE URBAIN.....	9
1.6 INTERACTION OUVRAGES SOUTERRAINS- STRUCTURES EXISTANTES	11
1.6.1 Interaction sol- structure.....	11
1.6.2 Interaction sol- soutènement.....	14
1.6.3 Interaction tunnel- structures	16
1.7 DESCRIPTION DES MOUVEMENTS DES BÂTIMENTS SOUS L'EFFET DES TUNNELS	18
1.8 EXEMPLES DE CAS D'ETUDE.....	20
1.8.1 Tunnel de Bologne à L'Italie.	20
1.8.2 Tunnel de Barcelone Espagne	22
1.8.3 Excavation à ciel ouvert de Singapour	24
1.8.4 Excavations profondes à Jakarta	25
1.8.5 Excavation à ciel ouvert en chine	26

1.9 CONCLUSION	27
-----------------------------	-----------

CHAPITRE 2. MODELISATION NUMERIQUE DE L'INTERACTION EXCAVATION- STRUCTURES : CAS DES TUNNELS

2.1 INTRODUCTION	29
2.2 DESCRIPTION GÉNÉRALE DES MOUVEMENTS DE SOL AUTOUR DES TUNNELS	30
2.3 DÉPLACEMENTS GÉNÉRÉS PAR LE CREUSEMENT DANS L'ENSEMBLE DU MASSIF	31
2.3.1 Tassements en surface	31
2.3.2 Les mouvements horizontaux.....	35
2.3.3 Description de la méthode Convergence-Confinement.....	36
2.3.4 Description de la méthode autrichienne (NTMA).....	39
2.4 ANALYSE DU PREMIER MODÈLE- CAS DE TUNNEL CREUSÉ A LA TBM.....	41
2.4.1 Présentation de la géométrie du modèle de calcul.....	41
2.4.2 Caractéristiques des matériaux.....	42
2.4.3 Modélisation par éléments finis.....	43
2.4.4 Présentation des résultats du calcul du modèle de calcul	44
2.4.5 Déplacements verticaux.....	46
2.4.6 Déplacements horizontaux.....	48
2.5 ANALYSE DU PREMIER MODÈLE : CAS DE TUNNEL CREUSÉ A LA NATM	50
2.5.1 Présentation des résultats.....	51
2.5.2 Déplacements verticaux.....	52
2.5.3 Déplacements horizontaux.....	53
2.6 COMPARAISON DES RÉSULTATS TROUVÉS	55
2.6.1 Tassement en surface (TBM, NATM).....	55
2.6.2 Déplacement vertical au niveau de la clé du tunnel (TBM, NATM).....	56
2.6.3 Déplacements dans le tunnel (TBM, NATM)	57
2.7 CONCLUSION	58

CHAPITRE 3. INTERACTION EXCAVATION EN TRANCHEE- STRUCTURES : DESCRIPTION- MODELISATION NUMERIQUE

3.1 INTRODUCTION	59
3.2 DESCRIPTION GÉNÉRALE DES MOUVEMENTS ENGENDRÉS PAR L'EXCAVATION À CIEL OUVERT	60
3.2.1 Travaux empiriques.....	61
3.2.2 Méthodes semi-empiriques, forme du tassement due à l'excavation.....	64
3.3 ANALYSE DU DEUXIÈME CAS D'ÉTUDE- EXCAVATION EN TRANCHÉE.....	65
3.4.1 Présentation de la géométrie du modèle de calcul	66
3.4.2 Caractéristiques des matériaux.....	66
3.4.3 Modélisation de l'excavation en tranchée ouverte	67
3.4.4 Modélisation de l'excavation en tranchée couverte	73
3.4.5 Comparaison des déplacements engendrés par les excavations en tranchée ouverte et couverte.....	78
3.4 MODÉLISATION DU MODÈLE GLOBAL.....	83
3.5.1 Résultats obtenus	84
3.5.2 Comparaison entre les mouvements des trois modélisations.....	85
3.5 ANALYSE DES RÉSULTATS DES TASSEMENTS ADMISSIBLES.....	89
3.6 CONCLUSION	90
CONCLUSION GÉNÉRALE	91
BIBLIOGRAPHIE	94

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La circulation des hommes et des marchandises est un élément majeur de l'évolution de nos civilisations ; les ingénieurs ont compris que pour raccourcir les distances et éviter les obstacles en surface, le moyen le plus directe était de passer sous terre. On multiplie alors, dans les milieux urbains, la construction d'ouvrages souterrains tels que : Parkings, immeubles à plusieurs niveaux de sous-sol, tunnels, lieux de stockage, excavations temporaires... etc.

En effet, la croissance de l'utilisation de l'espace urbain favorise l'empilement de divers ouvrages correspondant ainsi à des fonctions variées, et qui sont généralement creusés dans des terrains de nature hétérogène ; dès lors, deux possibilités se présentent : Soit la construction de tunnels en souterrain, soit la réalisation d'excavations à ciel ouvert. Analyser les divers impacts liés aux constructions souterraines qui nécessite la compréhension des comportements des sols, et des structures susceptibles d'être endommagées. Cependant ce problème devient de plus en plus une priorité majeure des géotechniciens qui doivent faire face à des difficultés résidant dans l'exiguïté des chantiers et la proximité de structures, faisant obstacle souvent aux travaux.

Dans ce contexte, des modélisations numériques et des méthodes de calcul de l'interaction creusement-ouvrages existants sont développées dans la littérature en vue de justifier la construction de tels ouvrages qui s'avère trop coûteuse.

Ainsi, le travail présenté dans ce mémoire s'inscrit dans ce cadre d'analyse ; un cadre de géotechnique purement urbaine où on peut être amené à l'étude d'un ensemble d'ouvrages dans un même environnement (On parle ici de structures en surface, de tunnels, de tranchées). Afin de prendre en compte cet aspect dans le calcul, un certain nombre de simulations numériques sont effectués à l'aide du logiciel Plaxis 2D dans le but d'analyser et limiter les différentes réactions induites par ces multiples interactions.

L'estimation numérique des déformations provoquées par les interactions entre divers structures (souterraines et en surface) est le but principal de ce mémoire.

Ainsi, le mémoire sera composé de trois chapitres :

Le premier chapitre expose, dans un premier temps, des notions de base liées aux ouvrages souterrains, ainsi qu'un aperçu sur les interactions entre le creusement et des ouvrages avoisinants. En dernier lieu, quelques exemples d'études en relation avec la construction des tunnels et les excavations à ciel ouvert en milieu urbain seront exposés.

Le second chapitre sera consacré à l'étude de l'interaction entre ouvrage souterrain (de type tunnel) et une structure en surface, le but étant de présenter en premier lieu une bibliographie assez générale sur les mouvements engendrés par le creusement des tunnels dans les milieux urbains ainsi que les différentes méthodes de calcul et techniques liées à cette thématique. Par la suite, une deuxième partie sera consacrée à des applications numériques mettant en œuvre cette bibliographie en utilisant le code de calcul Plaxis 2D. Les analyses porteront sur la détermination des déplacements induits par le creusement et l'interaction en parallèle, avec deux techniques de creusement différentes (Bouclier et Autrichienne).

Dans ce même contexte, on se propose de faire progresser la simulation numérique en vue d'améliorer la prise en compte de la complexité réelle du phénomène de l'interaction et ceci en présentant le troisième chapitre qui fera lui aussi l'objet d'une analyse d'interaction, mais cette fois-ci, il s'agirait d'ouvrage souterrain du type tranchée ; des modélisations bidimensionnelles seront exposées et analysées. Aussi, ce chapitre comporte deux parties : la première est consacrée à la présentation des méthodes empiriques d'estimations des tassements causés par les excavations en tranchée. Ensuite, la seconde partie aura pour but d'analyser l'effet de l'interaction entre excavation à ciel ouvert et structure en surface comme première simulation suivie d'une deuxième modélisation qui prend en compte l'interaction entre les trois structures, il s'agit donc de tunnel, du bâtiment ainsi que de la tranchée.

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

Chapitre 1

Ouvrages souterrains en milieu urbain : Interaction creusement - ouvrages existants

Chapitre 1: Ouvrages souterrains en milieu urbain : Interaction creusement - ouvrages existants

1.1	INTRODUCTION.....	4
1.2	CLASSIFICATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS	5
1.3	MODES DE CONSTRUCTION DES OUVRAGES SOUTERRAINS	6
1.4	MÉTHODES DE CONSTRUCTION À CIEL OUVERT	7
1.4.1	Tranchée ouverte.....	7
1.4.2	Tranchée couverte	8
1.5	LES TUNNELS EN SITE URBAIN	9
1.6	INTERACTION OUVRAGES SOUTERRAINS- STRUCTURES EXISTANTES	11
1.6.1	Interaction sol- structure.....	11
1.6.2	Interaction sol- soutènement.....	14
1.6.3	Interaction tunnel- structures	16
1.7	DESCRIPTION DES MOUVEMENTS DES BÂTIMENTS SOUS L'EFFET DES TUNNELS.....	8
1.8	EXEMPLES DE CAS D'ETUDE	20
1.8.1	Tunnel de Bologne à L'Italie	20
1.8.2	Tunnel de Barcelone Espagne	22
1.8.3	Excavation à ciel ouvert de Singapour	24
1.8.4	Excavations profondes à Jakarta	25
1.8.5	Excavation à ciel ouvert en chine	26
1.9	CONCLUSION.....	27

Chapitre 1

Ouvrages souterrains en milieu urbain : Interaction creusement - ouvrages existants

1.1 INTRODUCTION

L'engorgement actuel des sites urbains a atteint un tel niveau que l'on est amené à utiliser au mieux le sous-sol de nos agglomérations. Nous voyons notamment apparaître un nombre croissant de projets en souterrains dans le centre des villes : parkings, immeubles à plusieurs niveaux de sous-sol, voiries et réseaux divers, transports en site propre, collecteurs d'assainissement, etc.

Les conditions de creusement dans ces milieux s'avèrent de plus en plus complexes, d'un point de vue géotechnique (les terrains rencontrés sont souvent meubles, hétérogènes et de faibles résistances mécaniques) d'où la nécessité de multiplier les études afin de limiter l'impact de la réalisation de ces ouvrages sur les structures riveraines, à savoir limitation de l'emprise des chantiers dans l'espace et dans le temps, limitation des mouvements et des nuisances, etc.

À cette fin, plusieurs procédés d'exécution sont utilisés ; leurs choix est lié au type d'ouvrage à réaliser (Ouvrages souterrains avec déblaiement des surfaces supérieures (Tranchées) ou sans déblaiement (Tunnels)), à leur profondeur (Tunnelier ou autres méthodes d'exécution), à l'environnement bâti (Milieu urbain ou terrain vierge) et encore à l'économie du projet.

Cette partie ne se veut en aucun cas exhaustive quant aux applications des techniques de creusement, de même qu'elle ne se veut pas complète quant à la description détaillée de chaque technique; des spécificités qui nécessitent certaines connaissances préalables en

géotechnique ainsi que certaines informations à caractère répétitif ont été volontairement omis.

Nous présenterons ainsi dans ce chapitre, en premier temps, des notions de base liées aux ouvrages souterrains. Par la suite, nous donnerons un aperçu sur les interactions entre le creusement et les ouvrages avoisinants (But de notre mémoire).

1.2 CLASSIFICATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS

Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses. Pour cela, au cours de ces dernières années, la réalisation de ce type d'ouvrage dans les sols meubles s'est beaucoup développée, notamment dans les zones urbaines. Ceci a permis aux ingénieurs de développer des méthodes et des technologies de construction permettant la réduction maximale des nuisances vis-à-vis de l'existant.

Ces types d'ouvrages sont construits par percement dans les terrains vierges sans ou avec déblaiement des masses de terres supérieures. Parmi les différentes classifications qui sont présentées, nous citerons celle de Barton & al. (1974), citée par El Houari (2008) qui classe les ouvrages souterrains suivant leur destination, en caractérisant la sécurité requise par ordre croissant :

Tableau 1.1 Classification des ouvrages souterrains (Barton & al, 1974, cité par El Houari, 2008)

Classe	Description
A	Excavation minière à caractère temporaire.
B	Puits verticaux.
C	Galeries hydrauliques, collecteurs d'assainissement, galeries de reconnaissances
D	Cavité de stockage, stations de traitement d'eau, tunnels routiers et ferroviaires, tunnels d'accès.
E	Usines souterraines (plus souvent hydroélectrique), tunnels autoroutiers, tunnels ferroviaires, galeries du métro, abris de défense civile.
F	Centrales nucléaires souterraines, gares souterraines, salles ouvertes au public (sports, spectacles)

1.3 MODES DE CONSTRUCTION DES OUVRAGES SOUTERRAINS

Les problèmes posés au concepteur et au réalisateur des ouvrages souterrains en milieu urbain sont particulièrement nombreux et délicats et ce, en raison de leurs dimensions transversales importantes et de multiples contraintes.

Si les tracés en plan répondant aux contraintes d'exploitation en matière de gabarit et si le profil en long permettent de suivre de près le niveau du terrain naturel, le choix de la construction à ciel ouvert s'impose.

Par contre si, en raison de la topographie ou de l'existence d'ouvrages souterrains, le profil en long du tunnel ne peut suivre la pente du terrain et que le volume des déblais et des remblais dépasse notablement celui de l'ouvrage, la construction à ciel ouvert n'est pas économique.

De manière générale, ces ouvrages doivent être conçus en tenant compte de ces divers impératifs et les procédés d'exécutions doivent être adaptés le mieux possible aux caractéristiques de sol. Souvent, il n'est pas possible d'envisager une même méthode pour la construction du réseau entier.

Cependant, il faut veiller à la cohérence du réseau. Globalement il est possible de distinguer deux familles de techniques :

- À ciel ouvert
- En souterrain

Qu'il s'agisse de l'une ou l'autre méthode d'exécution, en tranchée ou en souterrain, le choix du procédé est influencé par :

- L'existence dans le voisinage d'ouvrages de construction souterraine.
- Les propriétés des sols.
- La présence des canalisations enterrées.
- Le trafic de surface en cours des travaux.

Il ne sera généralement pas possible d'adopter une méthode unique applicable à l'ensemble des tunnels. Il est cependant indispensable que le choix des divers procédés à adopter permette d'aboutir à un ensemble d'ouvrages cohérents du point de vue aspect, gabarit du matériel roulant, services à attendre, et de les mener à bonne fin et au moindre coût.

Nous détaillerons dans les paragraphes qui suivent les constructions à ciel ouvert. En ce qui concerne les constructions de tunnels, les définitions seront brèves.

1.4 MÉTHODES DE CONSTRUCTION À CIEL OUVERT

Les travaux de construction des ouvrages souterrains ont lieu après les divers sondages et autres opérations nécessaires à la décision de construire l'ouvrage. Passé cette étape, on prépare les environs immédiats à accueillir le chantier : déviations de la circulation, protection des bâtiments riverains, etc, le tout devant être accompli de la manière la plus efficace possible pour ne pas perturber inutilement la vie en surface.

Lorsque l'on construit à ciel ouvert, deux possibilités se présentent : on peut soit envisager de construire l'ouvrage à l'aide de la méthode des tranchées ouvertes (tout l'ouvrage est à l'air libre jusqu'à l'édification de la superstructure, la dalle de toiture est alors en un seul tenant), soit en utilisant celle en tranchée couverte (on réalise la dalle de toiture à l'air libre, souvent en plusieurs tenants).

La tranchée couverte est souvent la seule possible, surtout dans les villes à forte densité d'immeubles ou à trafic important (De Coster et al, 2012).

1.4.1 Tranchée ouverte

La méthode consiste à une excavation du terrain naturel à ciel ouvert avec la réalisation des parois latéral en béton armé (parois moulées, pieux avec tirants d'ancrage et boutons métalliques) qui représentent le soutènement (figure 1.1).

Après l'exécution des terrassements des fouilles en déblais, on entame les travaux du génie civil du tunnel avec la réception du fond de fouilles.

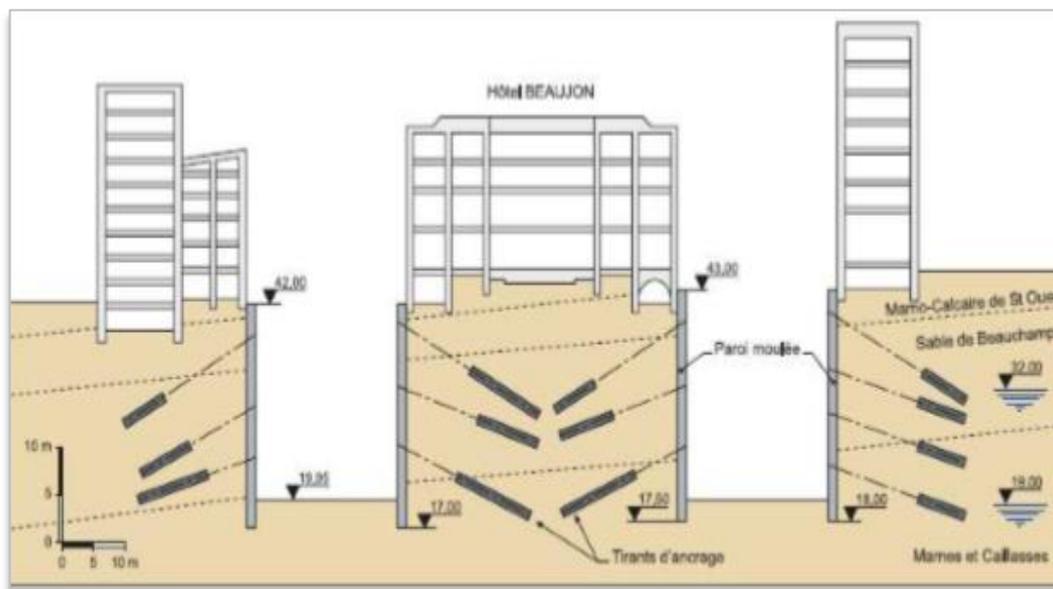


Figure 1.1 Exemple de tranchée ouverte en site urbain soutenu par des parois moulées et ancrages précontraints. (Lahmadi, 2006)

1.4.2 Tranchée couverte

La méthode de construction par tranchée couverte est une transition entre « le ciel ouvert » et « le tout souterrain ». C'est en effet à l'aide d'un judicieux artifice que l'on arrive à adapter une méthode à ciel ouvert pour travailler en sous-sol, car la construction directement en sous-sol est la seule réellement souhaitable en ville, pour des aspects organisationnels surtout.

Lorsque le profil en long d'un projet de tunnel fait apparaître une faible couverture au-dessus de la voûte (en général inférieure à un diamètre), il peut être économique de réaliser l'excavation en tranchée couverte, à condition que le site de surface soit libre de toute construction ou édifice ou d'autres contraintes dues à l'environnement. La couverture de la tranchée pendant les travaux permet de réduire la gêne pour l'environnement et de rétablir les possibilités de circulation en surface. (CETU, 1998)

Cette méthode est venue pour compenser les inconvénients de la précédente. On construit successivement les pénétrants par l'un ou l'autre des procédés, comme on le ferait en tranchée ouverte.

La dalle de toiture est ensuite coffrée à même le sol et en plusieurs parties pour réserver, à tout moment, une ou plusieurs bandes de chaussée pour la circulation de surface. Une fois la

dalle terminée, on rétablit définitivement la voirie et on effectue les terrassements à l'abri de la dalle, le radier étant bétonné en dernier (figure 1.2).

En site urbain, en présence d'une nappe phréatique, cette méthode permet de limiter la profondeur de fouille à 6 ou 7 mètres et d'éviter le plus souvent les terrassements dans l'eau.

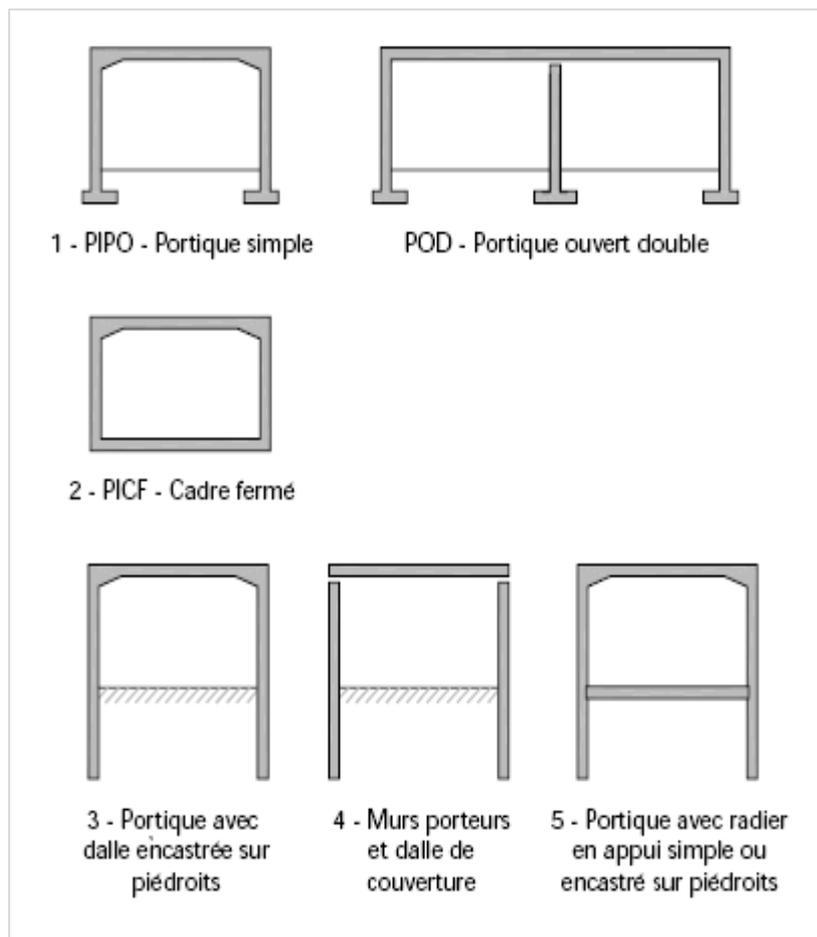


Figure 1.2 Types de structures de tranchées couvertes (CETU, 1998)

1.5 LES TUNNELS EN SITE URBAIN

Un tunnel est un ouvrage d'art souterrain construit sans déblaiement des surfaces de terres supérieures livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, route, chemin piétonnier). On les devise en tunnels profonds et tunnels peu profonds.

Les tunnels urbains présentent des caractères spécifiques que l'on peut résumer comme suit :

- Leur tracé généralement imposé, peu profond, traversant des sols ;
- Présence de constructions aux têtes et à l'aplomb de l'ouvrage ;

- Présence d'aménagements souterrains à proximité (caves, réservoirs, collecteurs, métro..).
- Contraintes environnementales fortes (structures sus jacentes).

Pour cela, les études doivent être adaptées en conséquence (CETU, 1998) :

- En ce qui concerne les reconnaissances : ne pas hésiter à avoir recours à des puits ou galeries et aux reconnaissances à l'avancement en cours de travaux, pour pallier l'insuffisance des reconnaissances depuis la surface ;
- En ce qui concerne le choix des procédés de construction : privilégier les procédés permettant la mise en place rapide d'un soutènement complet, peu sensible aux hétérogénéités du terrain, facile à renforcer si nécessaire (ou du revêtement définitif) ;
- En ce qui concerne l'impact du creusement du tunnel sur les constructions et ouvrages de surface ou enterrés : analyser les différentes sources de tassement et les moyens d'y remédier : renforcement des soutènements, limitation du drainage, traitements de terrain, injections de compensation, prévoir les moyens de limiter les vibrations produites lors du creusement, etc.;
- En ce qui concerne l'incidence des ouvrages annexes : intégrer très en amont du projet ces ouvrages qui peuvent constituer des contraintes fortes (émergences de sécurité, stations de ventilation, etc.).

Dans le cas des tunnels à grande profondeur, il s'agit des tunnels longs assurant le franchissement des chaînes de montagnes à une altitude assez faible, donc avec des couvertures de terrain très importantes. Ces ouvrages posent des problèmes spécifiques tels que :

- Les reconnaissances : réalisation de sondages profonds, détermination de l'état de contrainte du terrain, etc. ;
- Pour les méthodes d'exécution : contrôle des phénomènes liés à la décompression du massif, problèmes liés à la longueur et à la profondeur du tunnel (température, ventilation, exhaure) ;
- En ce qui concerne les ouvrages annexes : les besoins de ventilation ou de sécurité en exploitation par exemple peuvent nécessiter la construction de puits de grande hauteur ou de galeries inclinées.

Pour ce type de tunnels, la phase d'étude conduit à l'engagement de dépenses importantes, voire de travaux préliminaires et d'investigation ayant un impact important : puits, galeries de reconnaissance de grande longueur. Ceci doit être pris en compte dans l'organisation des études (CETU, 1998).

1.6 INTERACTION OUVRAGES SOUTERRAINS- STRUCTURES EXISTANTES

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.

Cette interaction dans le cas des ouvrages souterrains est complexe où le comportement du massif environnant représente un des aspects majeurs 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, etc.).

1.6.1 Interaction sol- structure

En général, la structure est constituée de matériaux (béton, acier, bois, etc.) dont la rigidité est beaucoup plus importante que celle du sol environnant. Le comportement de ces matériaux peut être décrit par des modèles simples, élastiques ou élastoplastiques.

L'interdépendance du comportement mécanique entre le sol et la structure est appelée Interaction sol-structure. L'application d'une charge sur une fondation engendre des déformations du sol et de la fondation associée à une redistribution des contraintes dans le sol qui dépend de la rigidité du sol et de la fondation. La connaissance de l'état de contrainte au contact sol-fondation est nécessaire pour un dimensionnement réaliste des structures qui prend en compte le seuil de capacité portante du sol. Cet état de contrainte est susceptible

d'être fortement modifié quand le terrain subit un mouvement (retrait- gonflement, creusement de tunnel, etc.) (Bakri, 2016).

La mise en pente provoque une redistribution des contraintes dans le sol, qui deviennent plus élevée en aval et plus faible en amont au-dessous d'une structure.

La pente provoque aussi un changement de descente de charge au niveau de la structure. Les éléments porteurs du côté de l'inclinaison se retrouvent plus comprimés, cela peut aller jusqu'à mettre en traction une partie de ces éléments si l'inclinaison est assez forte (Bernat, 1996).

On peut avoir recours à plusieurs paramètres afin de chiffrer le type de sollicitation subie par la structure (figure 1.3) :

- Le tassement (ou soulèvement) uniforme.
- Le tassement différentiel.
- Le déplacement horizontal d'ensemble.
- 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).

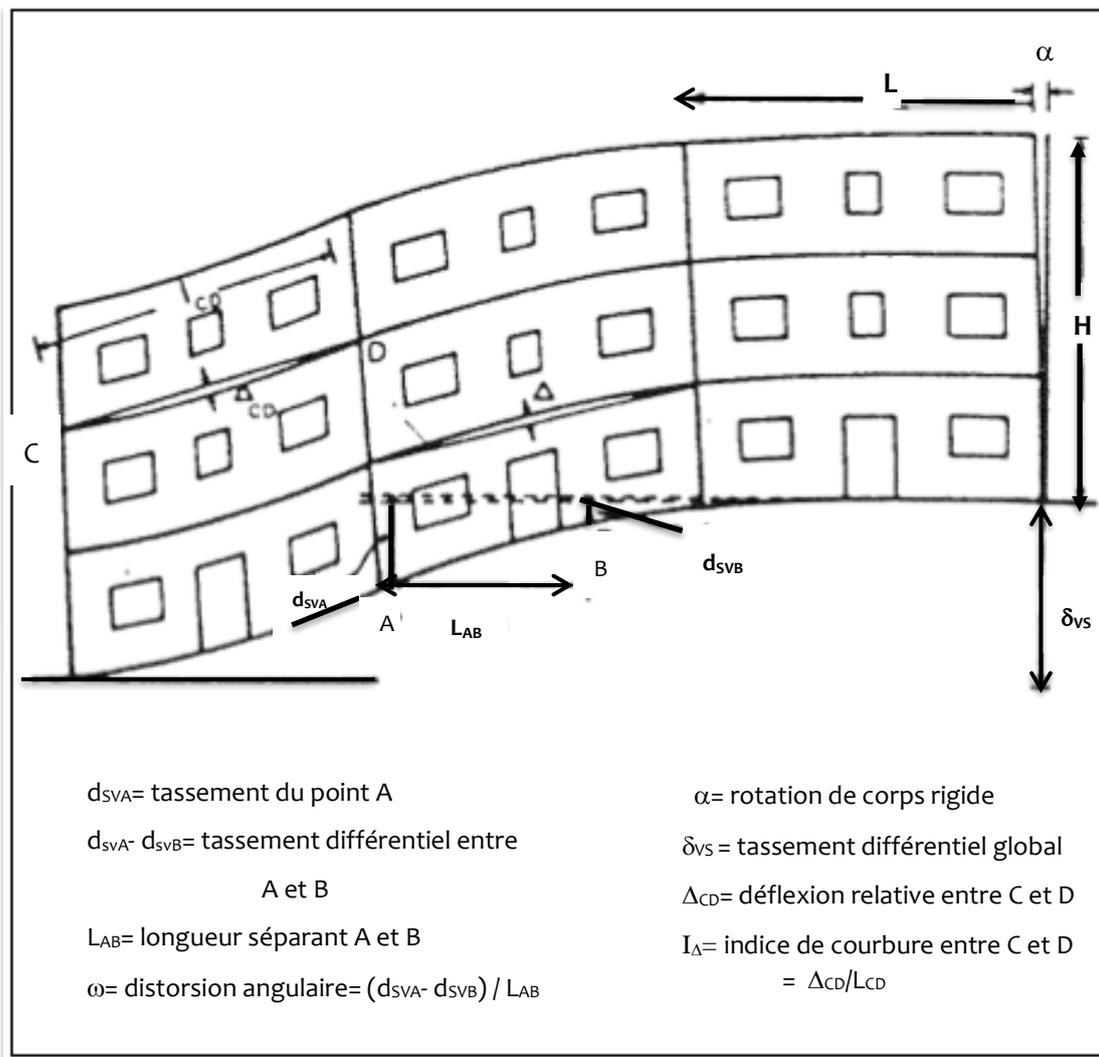


Figure 1.3 Définition des paramètres caractéristiques des mouvements subis par la structure (Bernat, 1996)

Il est à signaler que le tassement admissible d'une structure donnée dépend, évidemment, du degré de dommages que l'on est prêt à admettre. Il est des dommages qui mettent en péril le bon fonctionnement de l'ouvrage et d'autres qui mettent en péril son intégrité structurelle ou sa pérennité même. On distingue, ainsi, dans les études de génie civil contemporaines, des états limites de service et des états limites ultimes des structures.

Il est intéressant de remarquer que l'Eurocode 7 sur la géotechnique préconise de déterminer le tassement pour ces deux types d'états limites.

Selon ce texte, pour des structures courantes normales, la rotation relative maximale admissible pour éviter un état limite de service dans la structure est comprise entre 1/2000 et

1/300 selon le type de bâtiment, la valeur de 1/500 étant admissible dans beaucoup de cas. Pour éviter un état limite ultime, la valeur admissible serait aux environs de 1/150.

Ces chiffres sont issus des travaux de plusieurs équipes de chercheurs menés dans les années 1950 à 1970. Pour les structures normales sur fondations isolées, Eurocode 7 mentionne des valeurs des tassements totaux jusqu'à 50 mm et des tassements différentiels entre appuis voisins jusqu'à 20 mm sont souvent admissibles. Il est précisé que « des tassements totaux et différentiels supérieurs peuvent être admis, à condition que les rotations relatives restent dans des limites admissibles et que les tassements totaux ne causent pas de problèmes aux services entrant dans la structure ».

1.6.2 Interaction sol- soutènement

Le fonctionnement du soutènement dépend de sa géométrie, de ses caractéristiques mécaniques, des interactions entre les éléments qui le composent, de sa vitesse de mise en place et de ses conditions d'utilisation (effets thermiques, surcharges, interactions diverses avec l'environnement). Le mode d'interaction sol-soutènement-revêtement conditionne la loi de transmission des efforts normaux et tangentiels le long de la surface de contact.

On peut faire des commentaires analogues sur le calcul des ouvrages de soutènement et, de façon générale, sur tous les calculs où du béton ou du métal sont en contact avec le sol. Ainsi, pour les rideaux de palplanches ou parois moulées devant lesquels une excavation est réalisée (figure 1.4. a), coexistent une approche de type calcul des structures et une approche de type mécanique des sols. Pour le calcul des structures, le sol en contact avec l'écran est réduit à un coefficient de réaction k (et, dans certains cas, une pression limite) (figure 1.4. b), ce qui permet de calculer les efforts (effort tranchant, effort normal et moment fléchissant) dans la structure en fonction de k et des coefficients aux limites du problème. Le calcul se réduit alors à la résolution d'une équation différentielle du quatrième ordre du déplacement $u(z)$, de la forme :

$$\frac{d^4u}{dz^4} = k.u(z) \quad (1.1)$$

On résout cette équation pour des conditions aux limites adaptées (point fixe imposé par un tirant ou un buton, encastrement à la base ou en tête, etc.). Cette fois aussi, la pression de

contact, dont on peut choisir l'inclinaison, peut être limitée aux pressions limites de poussée ou de butée, qui résultent de l'analyse du fonctionnement mécanique du massif de sol (Magnan, 1997, cité par Bousbia, 2016).

Si l'on aborde le calcul des écrans de soutènement du point de vue du sol, l'écran lui-même est traité comme une condition à la limite, qui se réduit en fait à une hypothèse sur le sens de déplacement de l'écran par rapport au sol (figure 1.4. c). Cette hypothèse permet de définir les parties du sol en état de butée et en état de poussée et, moyennant une hypothèse sur l'inclinaison des forces de contact, de calculer les efforts appliqués à l'écran par le sol. Ce calcul sert à vérifier l'équilibre général de l'écran, indépendamment de son dimensionnement interne, à déterminer sa fiche et, si nécessaire, à calculer la répartition des efforts dans l'écran (Lahmadi, 2006).

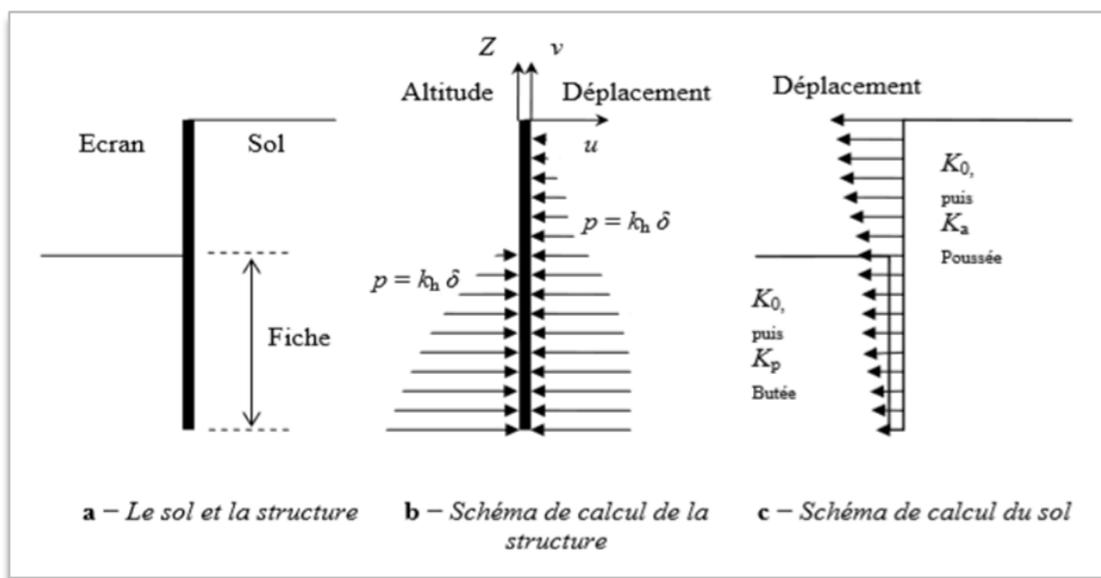


Figure 1.4 Analyse du comportement d'un écran de soutènement. (Bousbia, 2016)

L'idéal serait bien sûr de calculer simultanément les efforts et les déformations dans le sol et dans l'écran, sous les charges de service, en recourant le moins possible aux coefficients de réaction, qui ne sert pas des caractéristiques mécaniques intrinsèques des sols. Néanmoins, cette perspective reste éloignée et les deux approches de l'interaction sol-structure (précisez brièvement) devront encore coexister en respectant les caractéristiques.

1.6.3 Interaction tunnel- structures

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.

1.6.1.1 Interaction tunnelier-terrain-revêtement

Les tunneliers ne se limitent pas à excaver et à installer un revêtement à distance constante du front : ils appliquent également une pression de confinement sur le front et éventuellement à la périphérie de leur jupe, ainsi qu'une pression de bourrage entre terrain et revêtement. La pression de confinement au front P_f peut s'exercer de différentes manières, selon le type de tunnelier : pression d'air comprimé, pression de boue ou pression de terre. Si la stabilité du terrain n'est pas assurée par les seules caractéristiques de résistance du terrain, la pression au front P_f doit non seulement compenser la pression d'eau u , mais doit être suffisante pour stabiliser le front de taille (mais pas trop élevée non plus afin d'éviter les risques de soulèvement ou de pertes de fluide).

Dans certains cas, notamment en site urbain, ces deux conditions (imperméabilité et stabilité) ne sont pas suffisantes : le confinement doit aussi assurer la limitation des tassements.

1.6.1.2 Interaction tunnel -structure en surface

Les constructions souterraines dans les zones urbaines sont le parfait exemple d'interaction ouvrage souterrain avec les structures qui existent en surface. La détermination de cette interaction demande ainsi des études et des analyses irréprochables pour la bonne maîtrise des déformations des massifs environnants dans le but de prévenir quelconques dommages pouvant nuire aux constructions avoisinantes.

Compte tenu des difficultés à modéliser d'une manière correcte l'interaction creusement - structure en surface, l'AFTES (1995) précise qu'une évaluation acceptable en première analyse consiste à calculer les déformations et les efforts du bâtiment en imposant sur ses fondations les mouvements du terrain induits par le creusement dans le massif en négligeant la présence

de la structure. Potts & Addenbrooke (1996) ont retenu une démarche similaire, tout en proposant une procédure simple pour modifier le champ de déplacements induits en surface par le creusement en l'absence de la structure. Leurs travaux ont été basés sur des calculs bidimensionnels et non linéaires par éléments finis. Ils ont ainsi défini des coefficients pondérateurs à appliquer aux tassements et déplacements latéraux en surface en fonction de la rigidité de la structure. En dépit des difficultés à évaluer les facteurs de rigidité correctement, les auteurs ont montré que leur approche conduit à des résultats acceptables en première analyse.

D'autres travaux, basés sur des critères de déformations des structures, apportent des éléments de réponse au problème de l'interaction creusement - ouvrages (Boscardin & Cording 1989 ; Burland & al, 1977, Burland & Wroth, 1975. Cité par Mroueh, 1998). Ces travaux proposent une relation simplifiée entre le critère de dommages aux constructions (ϵ_{crit}) et la pente moyenne de la cuvette des tassements (β_{moy}) sous les constructions (tableau 1.2). Cette relation est basée sur la valeur de l'extension critique (ϵ_{crit}) qui permet d'établir une classification des dommages subis par la structure.

Tableau 1.2 Relation entre les déformations de la construction et les mouvements de terrain (AFTES, 1995)

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

Le tableau (1.3) donne à titre d'illustration les règles retenues pour l'évaluation de ces dommages (Mroueh, 1998).

Cependant, l'AFTES (1995) précise qu'il faut rester critique et prudent sur les résultats obtenus, en raison de la difficulté de mesurer cette extension, et qu'une analyse à posteriori des résultats des observations sur site restent indispensable.

Tableau 1.3 Classification des dommages aux constructions courantes (Burland & al, 1977, AFTES, 1995)

ϵ_{crit} (%)	Classe de dommages	Degré de dommages	Description
$\leq 0,50$	0	Négligeable	Micro fissures
$0,50 \leq \leq 0,75$	1	Très léger	Esthétiques
$0,75 \leq \leq 1,50$	2	Léger	Esthétiques, à traiter
$1,50 \leq \leq 3,00$	3	Modéré	Fonctionnels
$3,00 <$	4 et 5	Sérieux	Structurels

1.7 DESCRIPTION DES MOUVEMENTS DES BÂTIMENTS SOUS L'EFFET DES TUNNELS

Comprendre comment les bâtiments réagissent aux mouvements du sol induits par les tunnels est un domaine de grande importance pour les projets dans un milieu urbain, en particulier pour la gestion des risques.

Bien que des prévisions relativement précises des mouvements du sol dues au creusement de tunnels puissent être faites dans les plans verticaux et horizontaux, la présence d'une structure peut modifier ces mouvements avec ce que l'on appelle « la structure du sol ».

L'estimation du risque d'endommagement des bâtiments implique toutefois généralement de supposer que la structure se déforme en fonction des mouvements du sol dans le sol, c'est-à-dire de manière totalement flexible, et en ignorant la rigidité du bâtiment (Mair & al, 1996, cité par Farrell & al, 2014).

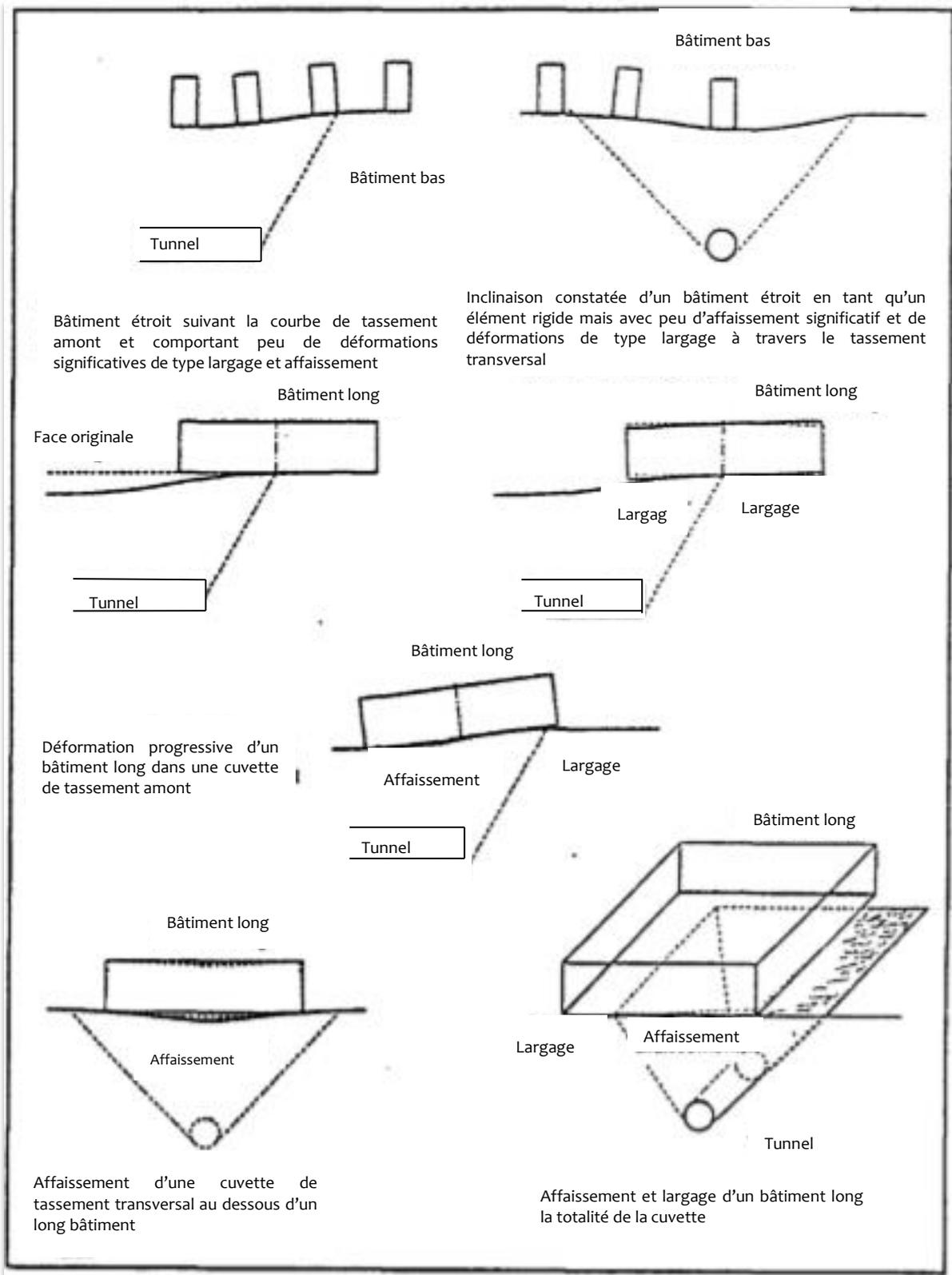


Figure 1.5 Mouvements des bâtiments engendrés par l'effet du creusement. (AFTES, 1995).

1.8 EXEMPLES DE CAS D'ETUDE

Dans cette partie, nous allons exposer quelques exemples d'ouvrages souterrains construits dans différentes natures de sol, les problèmes liés à leur construction sont présentés en parallèle ainsi que la réponse du massif encaissant.

1.8.1 Tunnel de Bologne à L'Italie.

Le tunnel de Bologne est de 12m de diamètre avec une profondeur minimale de couverture (C) d'environ 19m (figure 1.6). Il a été construit sous deux bâtiments à l'aide de la méthode du revêtement en béton projeté (SCL)¹ et de nombreuses mesures de protection. Les travaux des 18 étapes ont été effectués d'est en ouest par paliers de 6m. L'injection de jet à partir de la surface a été effectuée entre les étapes 1 à 4, tandis que l'injection de jet horizontale depuis le tunnel a été réalisée entre les étapes 4 et 18 (figure 1.7).

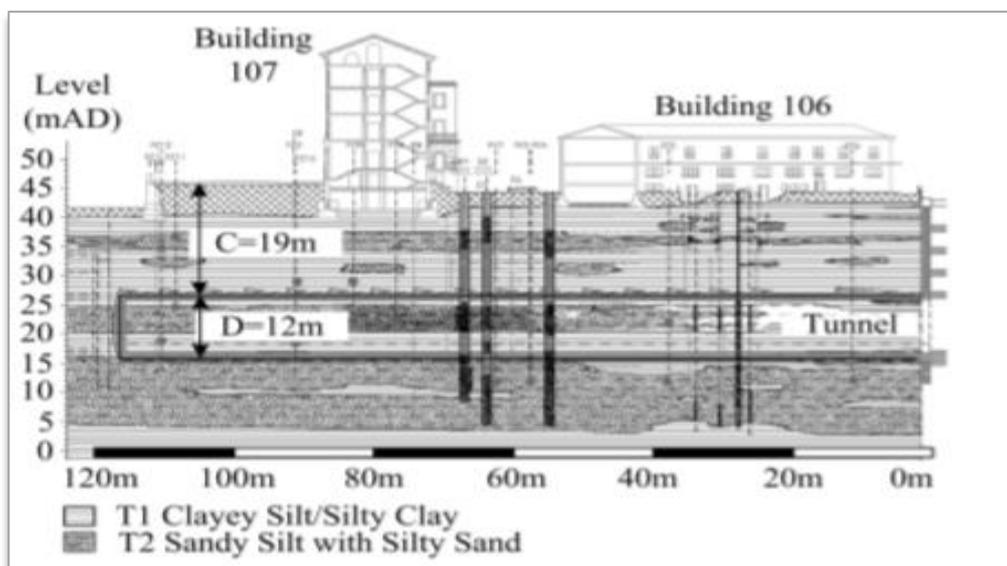


Figure 1.6 Altitude de site et stratigraphie (Farrell & al, 2014)

Afin d'analyser les mouvements du sol, la section S-TE (voir figure 1.7) est étudiée car elle est la moins influencée par les bâtiments adjacents.

¹ (SCL) : sprayed concrete lining/ Revêtement en béton projeté

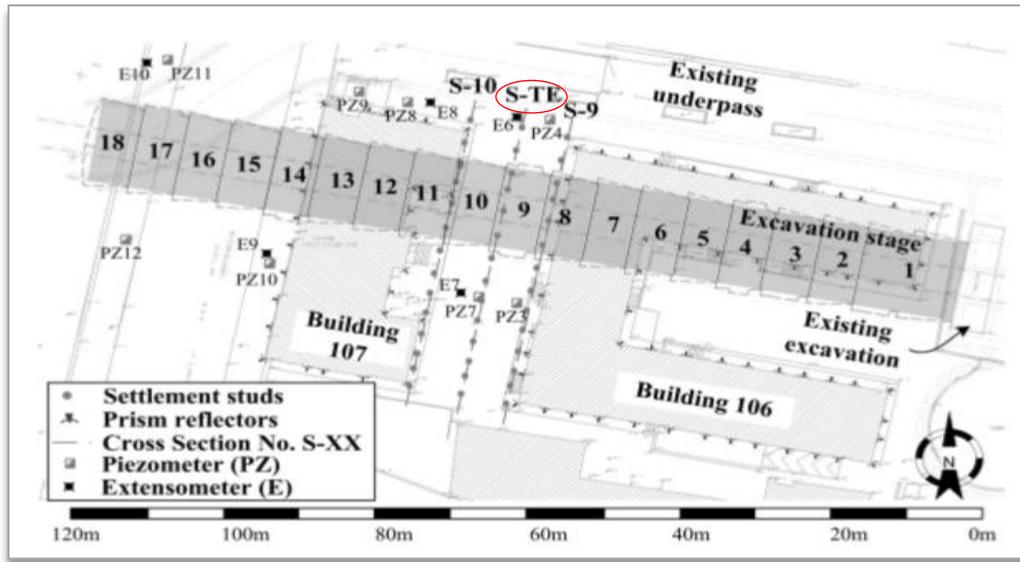


Figure 1.7 Plan du site (Farrell & al, 2014)

La figure 1.8 montre le profil du tassement le long de la section S-TE à divers stades de la fouille. Les courbes gaussiennes ajustées aux données sont également illustrées.

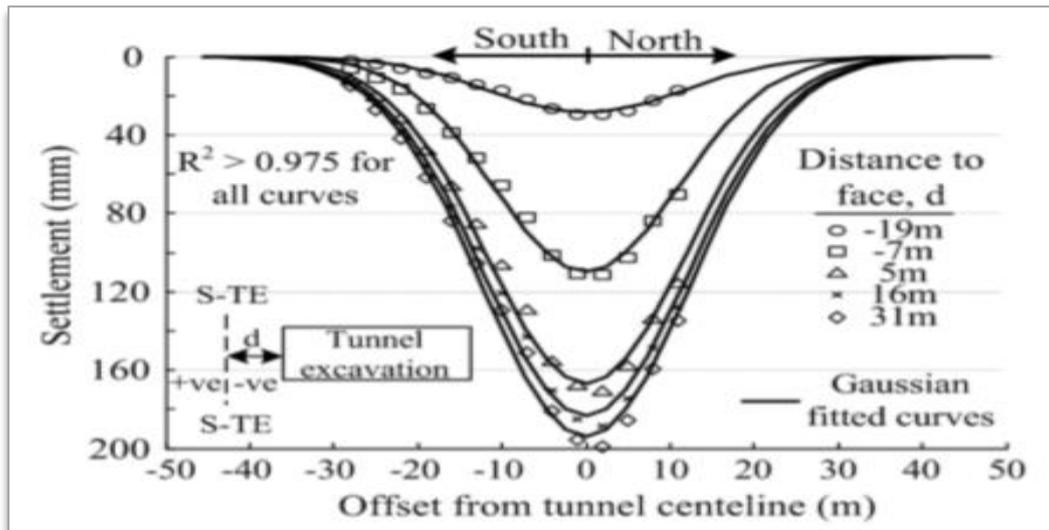


Figure 1.8 Profil du tassement au sol dans la section S-TE (Farrell & al, 2014)

Malgré les nombreuses mesures de protection adoptées au cours de ce projet, d'importantes pertes de volume ont été observées, notamment dans les endroits où le jet de coulis horizontal était effectué à partir de la seule excavation du tunnel, comme c'était le cas sous la

section S-TE. Il a été observé une forte augmentation du tassement lors de l'injection de jet au cours de l'étape 12, tandis que l'excavation du tunnel ne provoque qu'une légère augmentation du taux de tassement. Il a été constaté que l'injection de jet subséquente au cours de l'étape 13 coïncide avec une augmentation de tassements du bâtiment 107. (Farrell & al, 2014).

Les zones observées de la section S-TE montrent que le bâtiment 107 a réagi de manière rigide et simplement inclinée vers l'axe du tunnel. Contrairement au bâtiment 107, la réponse du bâtiment 106 s'avère relativement flexible avec des zones claires de creusement et d'affaissement. Des observations similaires de l'inclinaison du bâtiment vers l'axe du tunnel ont été effectuées par Sung & al, (2006). (Farrell & al, 2014).

1.8.2 Tunnel de Barcelone, Espagne

Dans le même contexte, et en raison de l'emplacement dans des sites urbains, ces constructions souterraines doivent être réalisées avec le plus de prudence possible. C'est aussi le cas du tunnel de Barcelone de 5,6 km qui a été construit sous le centre-ville de Barcelone, dans le cadre de la nouvelle ligne de chemin de fer à grande vitesse espagnole (AVE). La ligne de tunnel passe directement à côté de la célèbre église de la Sagrada Familia (figure 1.9) et d'un bâtiment appelé «Casa Milà». Des exigences spéciales en matière de contrôle et de surveillance ont dû être remplies pendant le processus de construction du tunnel pour assurer la sécurité totale de ces deux bâtiments. Le tunnel a un diamètre de 11,55 m et est construit avec un tunnelier (TBM), utilisant un bouclier équilibré de pression de terre (EPB). La couverture maximale du tunnel est de 40m sous la surface.



Figure 1. 9 Façade de la Sagrada Familia (Barcelone, Espagne). (Katzenbach & al, 2013)

Afin de garantir la sécurité de La Sagrada Familia et d'éviter les déplacements des sols, des solutions ont été réalisées en utilisant un mur en pieux forés qui a été construit entre la façade de la Sagrada Familia et le tunnel AVE. Le diamètre des pieux est de 1,5m, ils ont une distance axiale de 2m et une longueur d'environ 40m (figure 1.10).

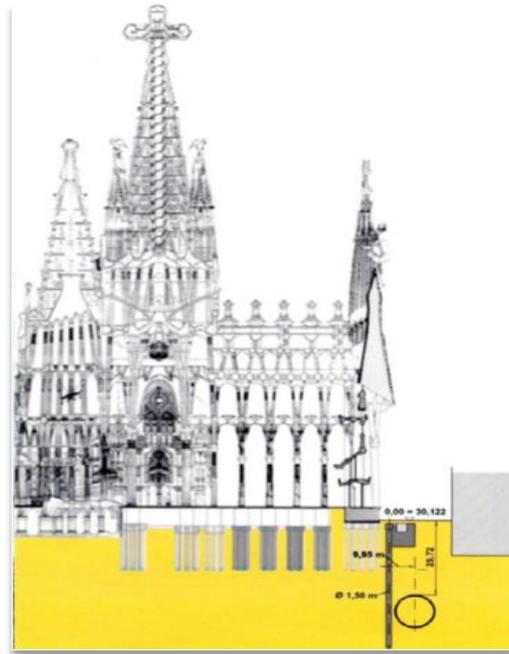


Figure 1.10 Section plane de la Sagrada Familia et le tunnel (Katzenbach & al, 2013)

La figure 1.11 montre un mur de pieu foré installé entre la Casa Milà et le tunnel AVE qui se trouve à une distance d'environ 4 m afin de répondre aux exigences particulières en matière de contrôle et de construction du tunnel. Le diamètre des pieux est de 1,2m. Ils sont environ 37m de profondeur.

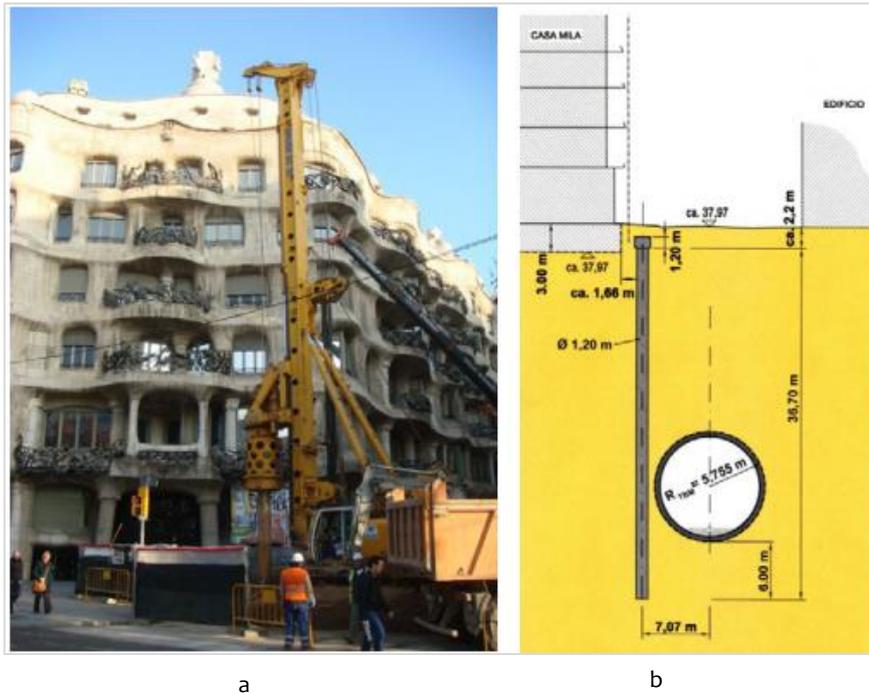


Figure 1. 11 (a) Casa Milà et les travaux de forage.

(b) Coupe transversale à la Casa Milà (Espagne). (Katzenbach & al, 2013)

1.8.3 Excavation à ciel ouvert à Singapour

Les excavations profondes posent un défi aux ingénieurs du monde entier. Des défaillances géotechniques d'excavations profondes ont eu lieu et c'est à partir de ces défaillances que l'on peut en apprendre davantage une fois que la rétro-analyse a été effectuée.

En effet, on peut citer l'effondrement de Nicoll Highway ; qui est un grave accident de construction survenu le 20 avril 2004 à Singapour, à la suite de l'effondrement d'une excavation profonde en construction. Le tunnel faisait partie de la construction de la ligne souterraine Circle (**MRT**)², près de la station de MRT Nicoll Highway. La structure de support pour les travaux d'excavation en profondeur s'est effondrée. L'effondrement a tué quatre personnes et en a blessé trois. L'accident a laissé une zone d'effondrement de 150 m de largeur, 100 m de longueur et 30 m de profondeur (figure 1.12).

² (MRT) : mass rapid transit/transport en commun rapide



Figure 1.12 Vue d'ensemble de l'effondrement de Nicoll Highway (Singapour)
(Gouw, 2011)

Le rapport officiel cité dans l'article de Muthomi (2013), concluait que l'effondrement était dû à deux erreurs principales :

1. La sous-estimation de la charge du sol appliquée à la paroi moulée.
2. Le sous-dimensionnement par un facteur 2 de la connexion entretoise-niveleur au niveau 9 et l'incapacité du système dans son ensemble à redistribuer les charges après sa défaillance. Le sous-dimensionnement était indépendant de la sous-estimation des charges du sol car il résultait de l'omission des extrémités évasées des entretoises et d'une interprétation erronée de **(BS 5950)³**, mais avait pour effet de supprimer toute capacité inutilisée (Korff, 2009).

1.8.4 Excavations profondes à Jakarta

En 2005, Une analyse insuffisante de la stabilité d'une excavation à ciel ouvert à Jakarta (Indonésie), souvent réalisée pour la construction de sous-sols, a entraîné une rupture de la pente (figure 1.13), ce qui a pour conséquence que :

- Les pieux battus mis en place ont été soumis à une force latérale importante qui ont entraîné la défaillance des supports d'excavation.

³ **BS 5950** est une norme britannique retirée pour la conception, la fabrication et le montage de charpentes métalliques

- Une pénétration insuffisante des palplanches en acier entraînerait un mouvement excessif, ce qui pourrait conduire à un affaissement soudain et important du sol derrière le mur.



Figure 1.13 Excavation de tranchée ouverte à Jakarta (Indonésie) (Gouw, 2011)

1.8.5 Excavation à ciel ouvert en chine

La figure 1.14 montre l'effondrement d'une excavation à ciel ouvert de 4,6 mètres qui a entraîné l'effondrement d'une structure de 13 étages. L'infiltration d'eau dans le sol environnant et la mobilisation des pressions interstitielles ont provoqué l'inclinaison du bâtiment et son effondrement éventuel (figure 1.14).

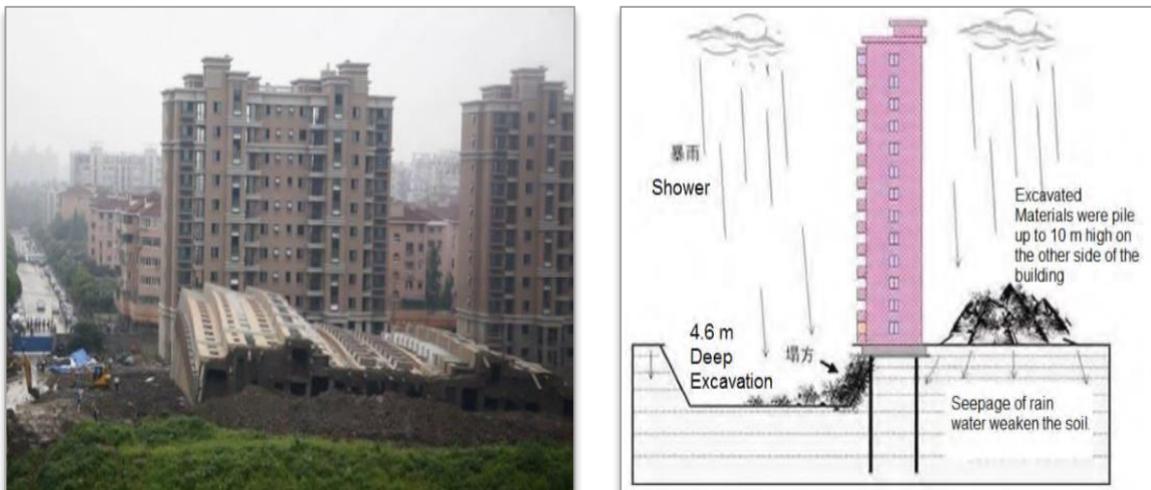


Figure 1.14 Excavation à ciel ouvert en Chine (Muthomi, 2013)

1.9 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté une revue bibliographique assez générale concernant les ouvrages souterrains et leur classification. Nous avons aussi exposé les deux grandes familles des ouvrages souterrains (tunnels, méthodes à ciel ouvert).

Pour mieux comprendre l'interaction ouvrage souterrain- structure existante, nous avons exposé quelques notions de base liées à cette thématique assez complexe.

Aussi, une bonne partie a été consacrée à la présentation de quelques cas d'études exposant les réponses des structures existantes aux excavations souterraines. Cela, a permis de clarifier les mécanismes d'endommagement qui reste une bonne source d'informations pour les ingénieurs afin qu'ils puissent prévenir les dommages pouvant nuire à l'ouvrage et aux constructions riveraines.

Avant de mettre en œuvre des modélisations en 2D dans les deux chapitres qui suivent, nous nous sommes attachées à exposer en première partie les principes de bases du comportement mécanique des sols causé par les deux types d'excavations souterraine et à ciel ouvert ainsi que ceux de l'interaction sol-structure.

Chapitre 2

Modélisation numérique de l'interaction excavation- structures : Cas des tunnels

Chapitre 2 : Modélisation numérique de l'interaction excavation-structures : Cas des tunnels

2.1	INTRODUCTION.....	29
2.2	DESCRIPTION GÉNÉRALE DES MOUVEMENTS DE SOL AUTOUR DES TUNNELS.....	30
2.3	DÉPLACEMENTS GÉNÉRÉS PAR LE CREUSEMENT DANS L'ENSEMBLE DU MASSIF.....	31
2.3.1	Tassements en surface.....	31
2.3.2	Les mouvements horizontaux.....	35
2.3.3	Description de la méthode Convergence-Confinement.....	36
2.3.4	Description de la méthode autrichienne (NTMA).....	39
2.4	ANALYSE DU PREMIER MODÈLE- CAS DE TUNNEL CREUSÉ A LA TBM.....	41
2.4.1	Présentation de la géométrie du modèle de référence.....	41
2.4.2	Caractéristiques des matériaux.....	42
2.4.3	Modélisation par éléments finis.....	43
2.4.4	Présentation des résultats du calcul du modèle de référence.....	44
2.4.5	Déplacements verticaux	46
2.4.6	Déplacements horizontaux.....	48
2.5	ANALYSE DU PREMIER MODÈLE : CAS DE TUNNEL CREUSÉ A LA NATM.....	50
2.5.1	Présentation des résultats	51
2.5.2	Déplacements verticaux	52
2.5.3	Déplacements horizontaux.....	53
2.6	COMPARAISON DES RÉSULTATS TROUVÉS	55
2.6.1	Tassement en surface (TBM, NATM)	55
2.6.2	Déplacement vertical au niveau de la clé du tunnel (TBM, NATM)	57
2.6.3	Déplacements dans le tunnel (TBM, NATM).....	57
2.7	CONCLUSION	58

Chapitre 2

Modélisation numérique de l'interaction excavation- structures : Cas des tunnels

2.1 INTRODUCTION

Le creusement des tunnels engendre des perturbations plus au moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant notamment au front de taille, créant des déformations et des déplacements de sol. Dans les milieux urbains ces mouvements peuvent affecter, en plus, la stabilité des ouvrages avoisinants.

Contrôler et prévenir l'excavation et la stabilité de tels ouvrages passe tout d'abord par le contrôle des déplacements de ces derniers ainsi que ceux du sol. Pour cela, l'ingénieur doit se baser sur différentes méthodes qui lui permettront d'évaluer ce champ de déplacement.

Aussi, il paraît nécessaire pour la détermination des tassements induits par le creusement de disposer d'un outil de calcul numérique fiable qui permet de prendre en compte la complexité du problème résultant à la fois du comportement du sol, des conditions d'interface et de l'évolution de la géométrie.

Le chapitre présent sera consacré à l'étude de l'interaction : Ouvrage souterrain de type tunnel- Structure en surface. Dans un premier temps, on présentera une bibliographie assez générale sur les mouvements engendrés par le creusement des tunnels dans les milieux urbains, ainsi que les différentes méthodes de calcul et techniques liées à cette thématique. Par la suite, une deuxième partie sera consacrée à des applications numériques mettant en œuvre cette bibliographie en utilisant le code de calcul Plaxis 2D.

2.2 DESCRIPTION GÉNÉRALE DES MOUVEMENTS DE SOL AUTOUR DES TUNNELS

La réponse du massif aux sollicitations engendrées par le creusement d'un tunnel dépend essentiellement de la nature du sol, de la géométrie de l'ouvrage et de sa position, ainsi que la technique de creusement. La construction de tel ouvrage provoque un changement de l'état de contraintes et de déformations du massif et induit des mouvements dans le sol et des tassements en surface.

Mair & Taylor (1997) regroupent les composantes des déformations du sol associées à la technique du bouclier en quatre familles (cité par El Houari, 2015) (figure 2.1 a) :

1. Mouvement vers le front.
2. Mouvement radial vers le bouclier.
3. Mouvement radial dans le vide annulaire, dû à un espace entre le bouclier et le revêtement.
4. Mouvement radial vers le revêtement, dû à la déformation de ce dernier.

La méthode autrichienne (figure 2.1 b) en milieu urbain peut être définie comme étant l'application du béton projeté comme soutènement provisoire et par la suite la pose du revêtement définitif.

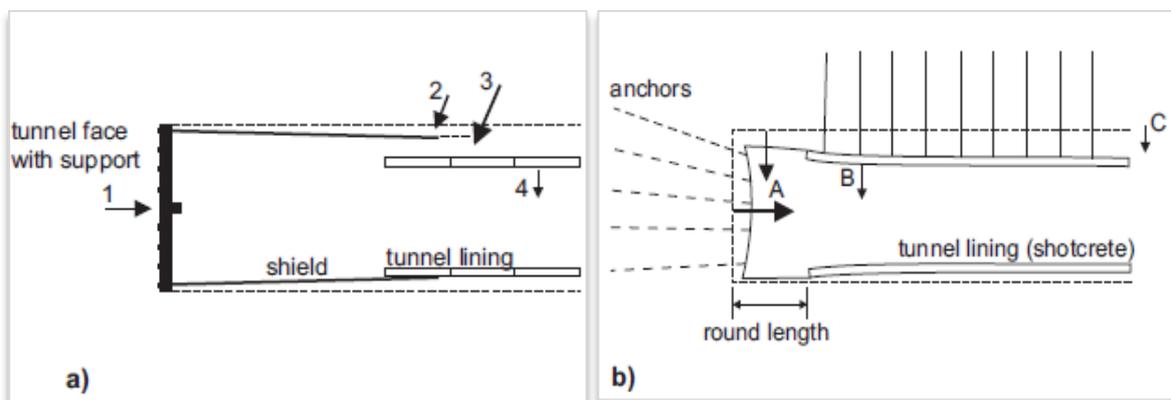


Figure 2.1 Principales composantes de la déformation du sol :
 (a) Tunnelier pressurisé. b) Méthode Autrichienne (NATM).
 (Mair & Taylor, 1997, cité par EL Houari, 2015)

Pour la méthode autrichienne, les causes principales des tassements d'une construction avoisinante sont (figure 2.1 b) :

- A. Mouvement vers le front non-soutenu du tunnel.
- B. Mouvement radial du revêtement.
- C. Mouvement radial causé par tassement.

IL s'agit d'une interaction tunnel-massif qui se traduit par des convergences en paroi, de l'extrusion du front et par des efforts dans le soutènement. La convergence totale et l'extrusion composent les pertes de volume (Serratrice & Magnan, 2002).

2.3 DÉPLACEMENTS GÉNÉRÉS PAR LE CREUSEMENT DANS L'ENSEMBLE DU MASSIF

L'amplitude des déformations dépend des caractéristiques mécaniques des terrains, des surcharges en surface, des conditions hydrauliques et des méthodes d'excavation et de soutènement, ce qui va influencer sur la perte de volume au niveau du tunnel (V_t) et donc sur les tassements en surface. Ces derniers définissent un certain volume par mètre linéaire noté (V_s) (volume perdu en surface) correspondant à l'aire comprise entre le niveau initial de surface du sol et le profil de tassement.

2.3.1 Tassements en surface

Les phénomènes s'initiant autour du tunnel se propagent vers la surface en fonction du temps de réponse et de la hauteur de couverture. En effet, les tassements de sol apparaissant en surface lors du creusement d'un tunnel sont le résultat de phénomènes complexes liés à la transmission vers la surface des mouvements engendrés au voisinage direct de l'excavation et on constate l'apparition d'une dépression appelée cuvette de tassement qui progresse avec l'avancement du tunnel (figure 2.2).

Ainsi, les tassements de surface dans les milieux urbains 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 le bâti environnant d'autre part (Serratrice & Magnan, 2002).

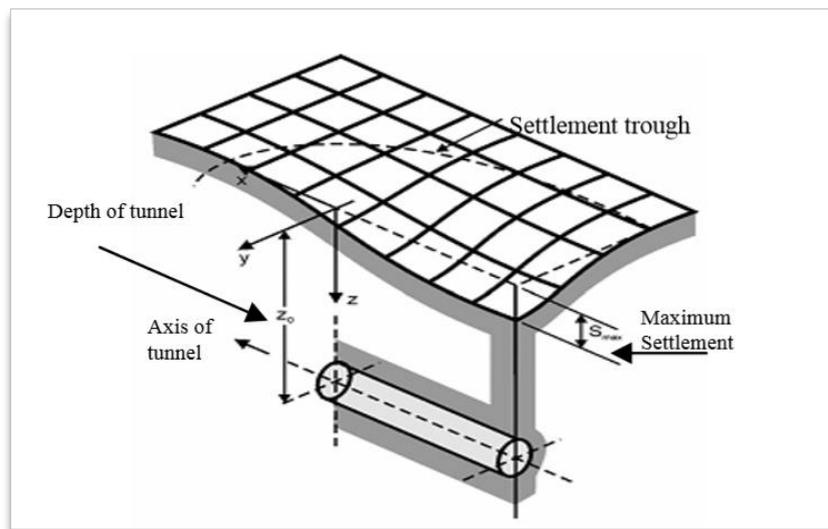


Figure 2.2 Cuvette de tassement 3D (Vermeer, 2007)

Les tassements en surface expliquent également le comportement des constructions situées dans les zones en mouvement (figure 2.3). En fonction de la courbe de tassement, on peut se retrouver dans la situation où deux immeubles accolés ont tendance à s'écartier en tête (figure 2.3 a) et tendance à se contrebuter en tête s'ils se trouvent au centre de la cuvette de tassement (figure 2.3 b). Le cas des bâtiments importants affectés par la dépression de tassement est encore plus complexe (Dias, 1999).

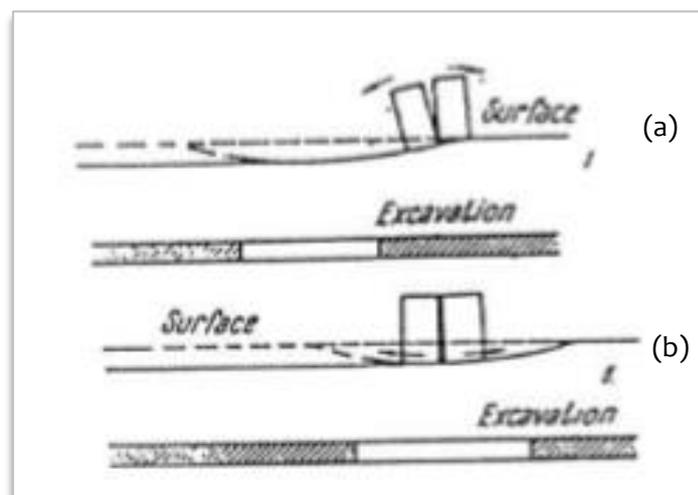


Figure 2.3 Mouvements des constructions suivant leur position par rapport à l'axe du tunnel (Dias, 1999)

Plusieurs approches sont ainsi utilisées pour étudier et prévoir l'évolution de ce tassement. Le calcul des tassements concerne principalement les tunnels réalisés à faible profondeur en site urbain. Dans les paragraphes qui suivent, ces différentes méthodes de prévision seront présentées brièvement.

2.3.1.1 Méthodes empiriques

Les méthodes empiriques ont principalement pour objectif d'apprécier les tassements en surface à partir d'un nombre de paramètres limités. Ces méthodes sont très efficaces si les paramètres observés in situ sont proches des hypothèses prises en compte dans les approches théoriques simplifiées.

Les tassements à la surface sont symétriques à l'axe du tunnel. Ceci a été décrit pour la première fois par Marcos en 1958 en utilisant une fonction gaussienne pour représenter le profil de la cuvette de tassement. Au congrès de Mexico (1968), Peck a ensuite proposé une série de mesures de tassements de 14 tunnels creusés dans des sols plastiques saturés dont les cuvettes de tassement étaient correctement décrites par une courbe de Gauss (figure 2.4) (cité par Dolzhenko, 2002). La formulation se présente sous la forme suivante :

$$S(x) = S_{max} \exp \frac{-x^2}{2i^2} \quad (2.1)$$

Où :

- $S(x)$: tassement vertical à l'abscisse x
- S_{max} : tassement maximum en surface
- x : représente la distance au centre de la cuvette
- i : abscisse du point à partir de l'axe de symétrie vertical de tunnel.

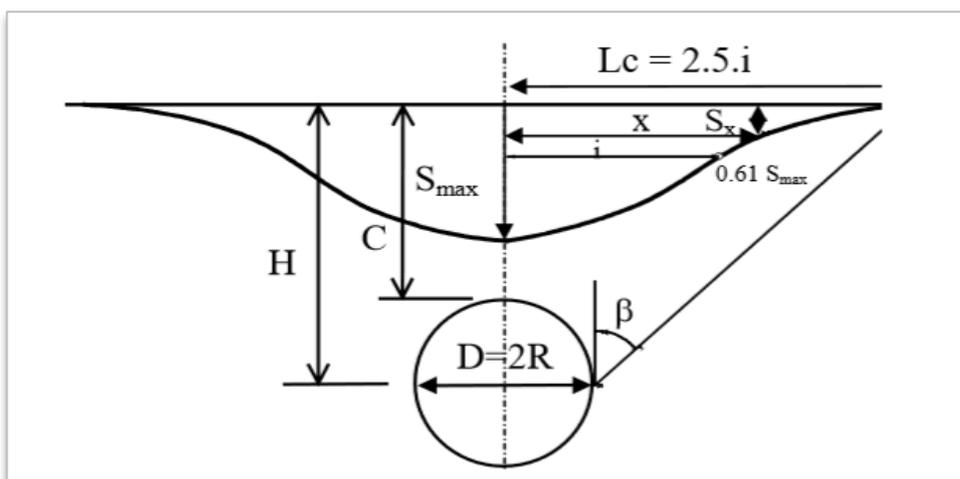


Figure 2.4 Profil gaussien de la cuvette de surface (Dolzhenko, 2002)

Pour une section donnée cette cuvette de tassement en surface est caractérisée par sa largeur (L_c), son tassement maximum (S_{max}), la profondeur (H) et le diamètre du tunnel (D), la nature du massif et la perte de volume (figure 2.5).

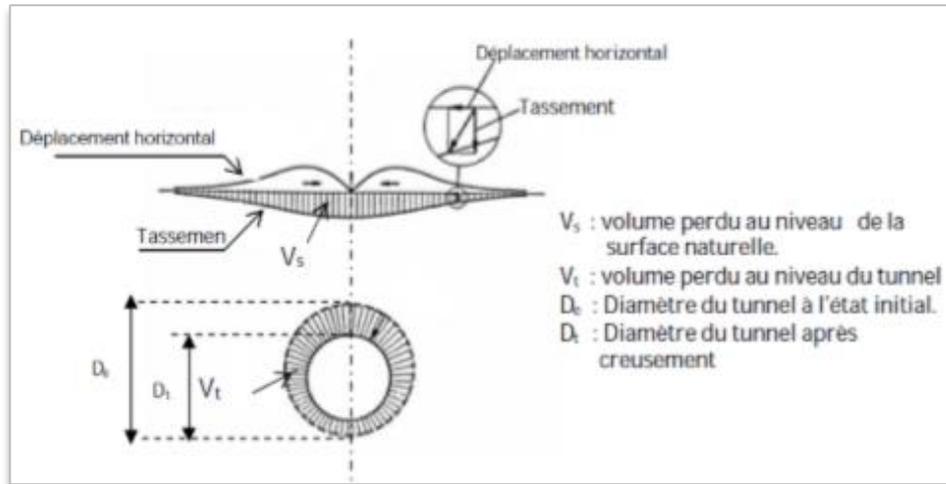


Figure 2.5 Mouvement de sol. Perte de volume. (Uriel, 1989, cité par Dolzhenko, 2002)

2.3.1.2 Méthodes analytiques

De nombreux auteurs se sont attachés à définir le champ de déplacements dans le massif du sol pendant l'excavation en essayant de trouver des solutions analytiques basées sur les principes de la mécanique.

Elles peuvent, néanmoins, fournir des indications utiles de prévision des mouvements après avoir considéré que (Dias, 1999) :

- Le tunnel est situé à une grande profondeur et supposé à section circulaire et d'axe horizontal.
- La loi de comportement du sol supposée élastique linéaire ou élasto-plastique.
- L'état initial de contraintes est supposé isotrope et homogène.

Le domaine d'application de ces méthodes est limité, en raison des hypothèses de calcul très restrictives sur lesquelles elles reposent. Elles présentent l'inconvénient de privilégier la

réponse du soutènement vis-à-vis de celle du terrain, de ce fait, mal adaptée pour des problèmes tels que le calcul des tassements engendrés par les tunnels à faible profondeur.

2.3.1.3 Méthodes numériques

La complexité croissante des problèmes rencontrés nécessite l'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 méthode des éléments finis présente l'avantage de prendre en compte directement la réponse du terrain et du soutènement, ainsi que d'une grande partie des spécificités du projet (tant sur le plan géométrique que géotechnique).

Dans le cas des tunnels, la méthode des éléments finis est employée de façon quasi-systématique et impose une bonne connaissance des déplacements du terrain et des efforts appliqués. (Dias, 1999).

2.3.2 Les mouvements horizontaux

Pendant le creusement du tunnel, des déplacements horizontaux se produisent dans le massif de sol et vont affecter les ouvrages existants. Ils peuvent être mesurés à l'aide des inclinomètres. Les points suivants ont été constatés :

- Le terrain situé en dessous du radier n'est pratiquement pas perturbé.
- Le terrain situé en surface a tendance à converger vers le centre de la cuvette.

Néanmoins, la figure 2.6 montre un refoulement du sol au niveau des flancs du tunnel. Ollier (1997) a également noté une succession de refoulements et de convergences dues aux différentes étapes de creusement du tunnelier à front pressurisé et à la déformation du revêtement, ainsi que le terrain en surface a tendance à converger vers le centre de la cuvette (Dias, 1999).

objectif est d'obtenir un ordre de grandeur des déplacements des parois du tunnel ainsi que des efforts repris par la roche et le soutènement par l'introduction d'un paramètre adimensionnel λ appelé « taux de déconfinement ».

2.3.3.1 Courbe caractéristique du terrain

Le comportement du terrain est représenté par une courbe reliant la pression appliquée en paroi P_i à la convergence qui s'y produit (U_i) (figure 2.7). La pression P_i , appelée pression fictive, est uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation et sa valeur décroît avec l'éloignement au front.

P_i varie de l'état de contrainte initial à l'état entièrement déconfiné (de σ_0 à 0).

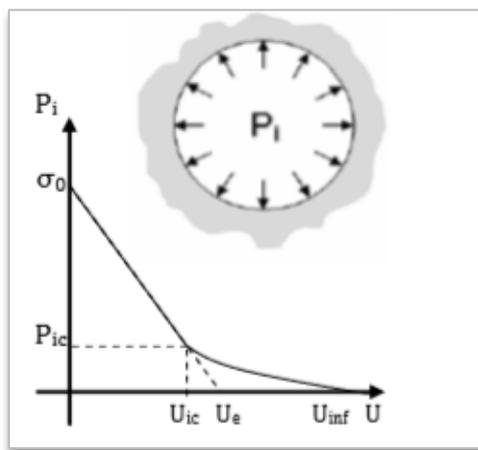


Figure 2.7 Courbe de convergence (CETU, 2006).

La théorie de l'élasto- plasticité permet d'obtenir l'équation de cette courbe pour des critères simples (Mohr-Coulomb par exemple). Deux cas peuvent se présenter :

- Une phase élastique, de $U=0$ à $U=U_{ic}$. Le terrain se déconfiné progressivement de manière linéaire. Par prolongement de la droite sur l'axe des abscisses, on obtient le déplacement élastique U_e :

$$U_e = \frac{(1+\nu)}{E} R\sigma_0 \quad (2.2)$$

- Une phase plastique, de $U=U_{ic}$ à $U=U_{inf}$. Le terrain en paroi passe dans un état de déformations irréversible.

L'évolution de P_i est gouvernée par la distance x (figure 2.8) et permet de se situer par rapport au front de taille (où $x=0$). On écrit :

$$P_i = (1 - \lambda(x))\sigma_0 \quad (2.3)$$

$\lambda(x)$ est appelé taux de déconfinement car il caractérise l'état du massif à l'endroit x considéré. Il varie de 0 (état initial, en avant du front de taille) à 1 (état complètement déconfiné, loin en arrière du front).

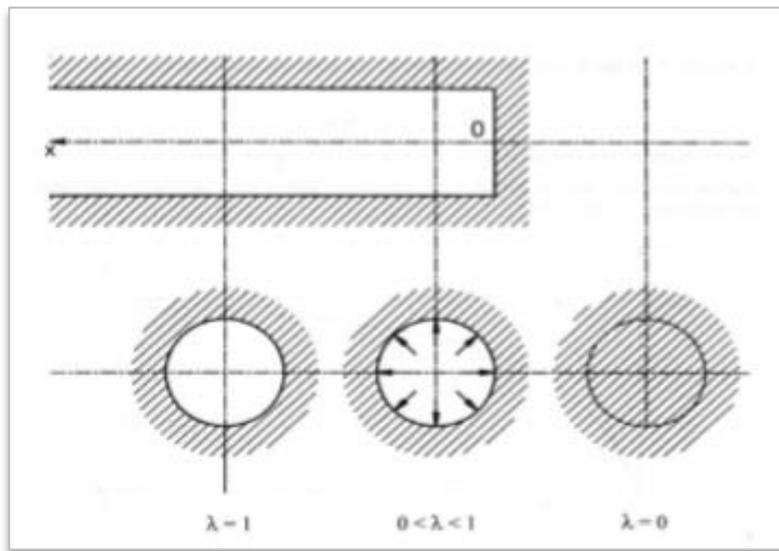


Figure 2.8 Principe du taux de déconfinement (Panet, 1991, cité par Dias, 1999)

2.3.3.2 Courbe caractéristique du soutènement

Le comportement du soutènement est représenté de la même manière que la courbe de convergence. La courbe de confinement dépend des matériaux et de la géométrie du soutènement. On doit connaître l'interstice de pose correspondant au temps entre la mise en place du soutènement et sa mise en charge cité par Vanniere (1992).

$$P_1^s = K_s(U_i - U_0) \quad (2.4)$$

On distingue également deux phases dans les modèles classiques :

- Une phase élastique, de $U_s = 0$ à $U_s = U_{max}$. Le soutènement se comporte linéairement.

–Une phase plastique, après U_{\max} . Cette zone correspond à la rupture du soutènement, elle est donc interdite.

Pour tracer la courbe de confinement ou la courbe caractéristique de soutènement on détermine trois valeurs :

- La raideur de soutènement : $K_s = \frac{\Delta P}{\Delta U}$

La pression maximale admissible P_{\max} qui correspond à la pression en rupture de soutènement.

- Le confinement U_0 avec : $U_0 = \lambda \cdot U_i$

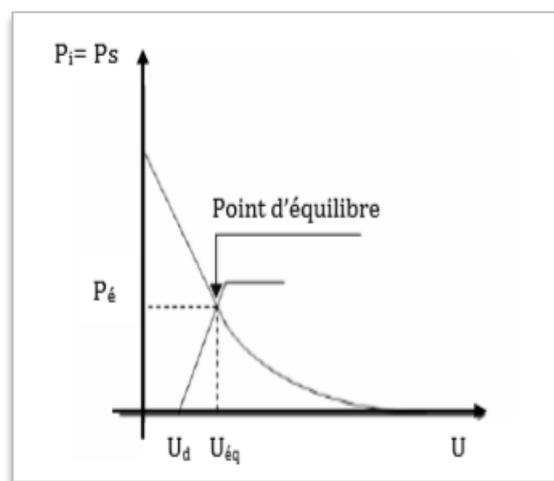


Figure 2.9 Courbe convergence- confinement (CETU, 2006).

2.3.4 Description de la méthode Autrichienne (NTMA)

Le creusement en section divisée est choisi quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer la stabilité du front ou dans le cas de grandes dimensions de l'ouvrage. Le creusement est effectué en phases successives de haut en bas, de bas en haut ou de façon symétrique avec soutènement de chaque partie creusée.

Dans ce mode de creusement, il est indispensable de mentionner la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM). C'est une méthode utilisée depuis longtemps en milieu rocheux et dans le cas des tunnels en terrain meuble. (Kaçar, 2007).

L'avantage de cette méthode est sa facilité de mise en œuvre ainsi que sa modularité en fonction des conditions rencontrées pendant le creusement. Elle est donc bien adaptée aux tunnels de faible longueur. En revanche, elle n'est pas utilisable pour les travaux en terrain très peu cohérent ou argileux, de même que dans les terrains aquifères sans traitement préalable.

Les applications de NATM dans les sols meubles diffèrent des applications dans la roche au niveau de l'excavation et dans la pose du soutènement provisoire. L'excavation par étapes devrait être limitée jusqu'à un degré en termes de dimensions et durée afin de réduire le tassement qui est l'un des problèmes les plus importants produits dans les sols.

Les dispositifs principaux de la technique de construction souvent désignée sous le nom de NATM sont :

- a) Le tunnel est séquentiellement excavé et soutenu, les étapes d'excavation et les surfaces d'excavation de front peuvent être modifiées (des excavations partielles typiques du front sont montrées dans la figure 2.10.
- b) Le soutènement primaire est fourni par le béton projeté en combinaison avec une partie ou tout ce qui suit :
 - Ancrage en acier.
 - Voûtes en acier (normalement treillis).
 - Renforcement du front (par exemple par des boulons).

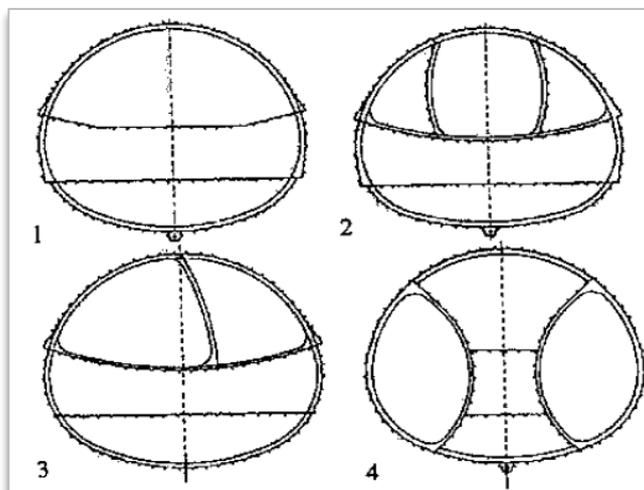


Figure 2.10 Types d'excavation du front (Kolymbas, 2005, cité par Kaçar, 2007)

Dans les paragraphes qui suivent, des modélisations seront présentées afin d'étudier les mouvements du massif encaissant causés par la construction de tunnel dans un milieu urbain.

Comme premier cas d'étude, nous avons opté pour un tunnel creusé à la TBM (Tunnelier pressurisé); ce cas sera modifié par la suite par un creusement à la NTAM (Nouvelle méthode Autrichienne) et ceci en vue de faire une comparaison.

2.4 ANALYSE DU PREMIER MODÈLE- CAS DE TUNNEL CREUSÉ A LA TBM

En premier lieu, on s'est proposé d'étudier l'intérêt que porte la technique pressurisée par rapport à la technique Autrichienne dans un milieu urbain. Le but était de présenter dans les paragraphes précédents une bibliographie assez brève sur le comportement des sols autour des tunnels et les techniques utilisées en vue de mettre en œuvre dans cette partie des simulations numériques comparatives entre les deux techniques de creusement ; cette démarche s'est faite dans le but de faciliter au lecteur le suivi des résultats. Ces derniers seront présentés en termes de tassements différentiel, des déplacements verticaux et horizontaux.

2.4.1 Présentation de la géométrie du modèle de calcul

L'ouvrage modélisé est un tunnel de diamètre de 6,0m creusé dans un massif de sol hétérogène à une profondeur de 18m. Le revêtement du tunnel est composé de voussoirs en béton armé formant ainsi un anneau décrit par un comportement élastique-linéaire.

Le profil du sol composé de trois couches est modélisé par une loi élastique parfaitement plastique décrite par le critère de Mohr-Coulomb.

Afin d'étudier l'interaction creusement-structure existante, le tunnel est creusé au-dessus d'une structure constituée de quatre étages et d'un sous-sol (figure 2.11). La hauteur totale à partir de la surface est de (4 x 3m) et le sous-sol a une profondeur de 3m. Les éléments de la structure sont pris en béton armé, leur comportement est décrit par un modèle élastique-linéaire.

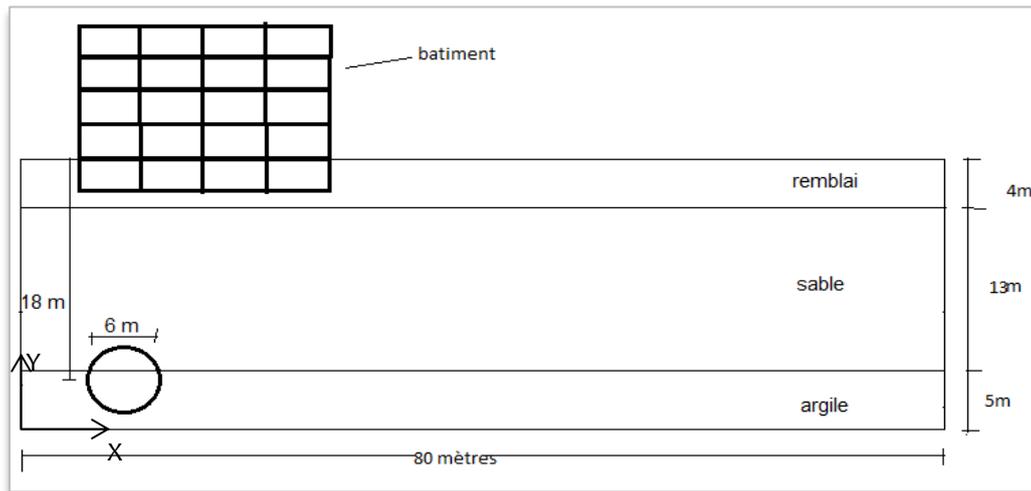


Figure 2.11 Définition du problème de calcul (1^{er} cas d'étude)

2.4.2 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques géotechniques prises pour les différentes couches sont présentées dans le tableau suivant (Tableau 2.1) :

Tableau 2.1 Caractéristiques du sol du modèle de calcul (manuel Plaxis)

Paramètres	Symbole	Remblai	Sable	Argile	Unité
Modèle type	Modèle	MC	MC	MC	-
Condition	Type	Drainé	Drainé	Drainé	-
Poids volumique humide	γ_{unsat}	19	17	17	kN/m ³
Poids volumique saturé	γ_{sat}	20	20	19	kN/m ³
Module de Young	E	18000	30000	20000	kN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0,33	0,30	0,33	-
Cohésion	C	10	1,0	8,0	kN/m ²
Angle de frottement	φ	35	34	29	°
Angle de dilatation	ψ	5	4,0	0,0	°

Le tableau (2.2) résume les propriétés du revêtement de tunnel.

Tableau 2.2 Caractéristiques du revêtement du tunnel (manuel Plaxis)

Paramètres	Symbole	Revêtement	Unité
Modèle de matériel		Elastique	
Rigidité normale	EA	$1,4 \cdot 10^7$	kN/m
Rigidité de flexion	EI	$1,43 \cdot 10^5$	kN.m ² /m
Coefficient de Poisson	ν	0,15	-

Les caractéristiques du bâtiment retenues sont données dans le tableau 2.3.

Tableau 2.3 Caractéristiques des matériaux du bâtiment

Paramètres de l'élément	Symbole	Bâtiment	Unité
Modèle de matériel		Elastique	
Rigidité normale	EA	$1,7 \cdot 10^7$	kN/m
Rigidité flexionnelle	EI	9000	kN.m ² /m
Coefficient de poisson	ν	0,15	kN/m/m

2.4.3 Modélisation par éléments finis

L'élément à 15 nœuds est utilisé pour le maillage du modèle (figure 2.12) et comprend 1103 éléments triangulaires et 9115 nœuds.

Les déplacements horizontaux et verticaux sont supposés nuls au niveau du substratum rocheux qui se trouve au fond de la couche de sable. Les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux.

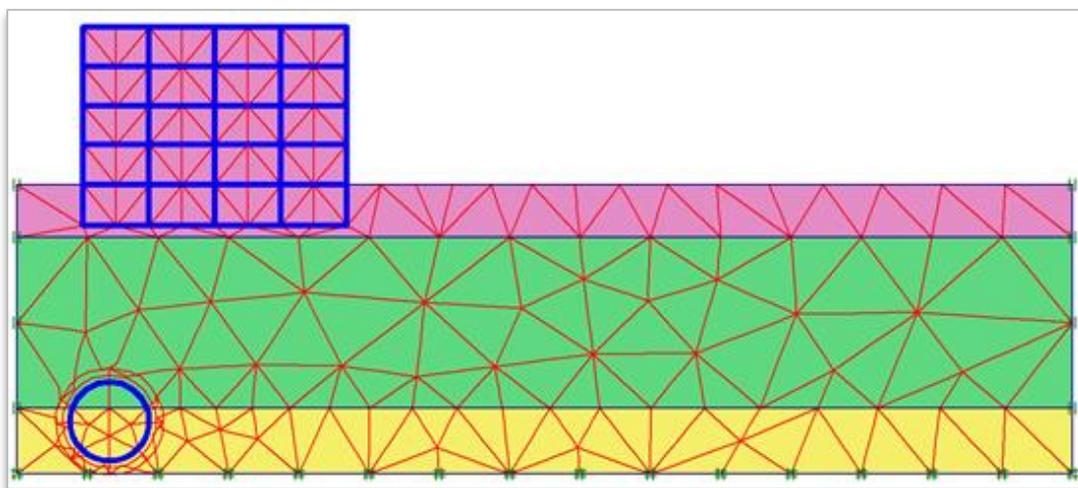


Figure 2.12 Modèle élément fini de calcul

2.4.4 Présentation des résultats du calcul

La modélisation des ouvrages souterrains dans les milieux urbains passe nécessairement par la prise en compte du phénomène de l'interaction entre les différentes structures (bâtiment, tunnel, autre type d'excavation, etc.). Dans la partie qui suit, nous allons nous intéresser à

décrire cette interaction en présentant des résultats en termes de déplacements verticaux et horizontaux en surface et en clé de voûte.

La déformée du maillage présentée sur la figure 2.13 montre clairement l'existence d'une cuvette de tassement causée par la construction du tunnel. On note aussi une certaine déformation (contraction) du revêtement du tunnel. Cela est dû aux différentes phases de constructions tels que le creusement, le remplissage du vide annulaire et la pose du soutènement.

On trouve que la valeur de tassement maximal en surface est de l'ordre de 19mm. En clé de tunnel la valeur de tassement est d'environ 32mm.

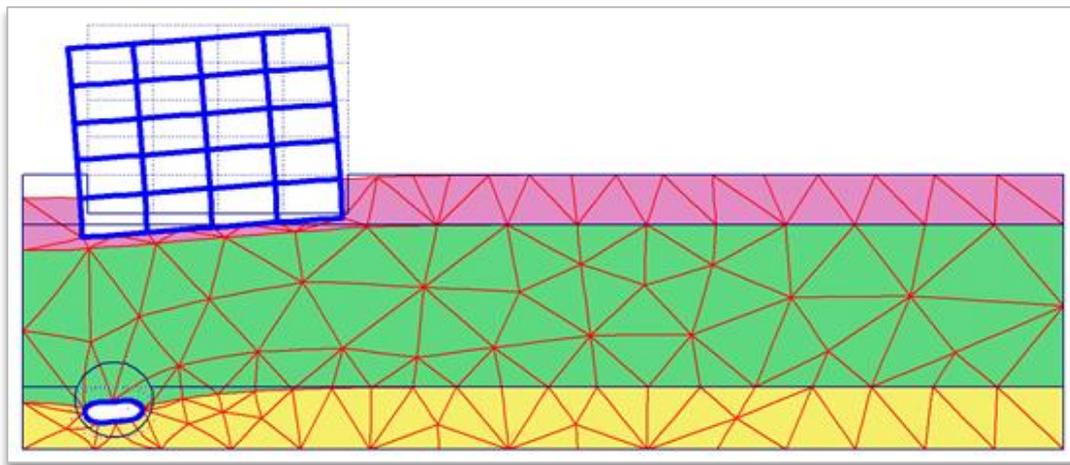


Figure 2.13 Déformée du maillage

En faisant une coupe horizontale à la surface (à la distance verticale $y= 22\text{m}$). On obtient l'allure de la courbe de tassement (figure 2.14) qui est définie par le tassement maximum à l'axe du tunnel S_{max} égal à 19mm.

Afin de mieux visualiser l'influence du bâtiment sur l'allure de la cuvette de tassement, on s'est proposé de tracer les courbes de tassement en surface dans le cas de présence et d'absence du bâtiment (figure 2.14).

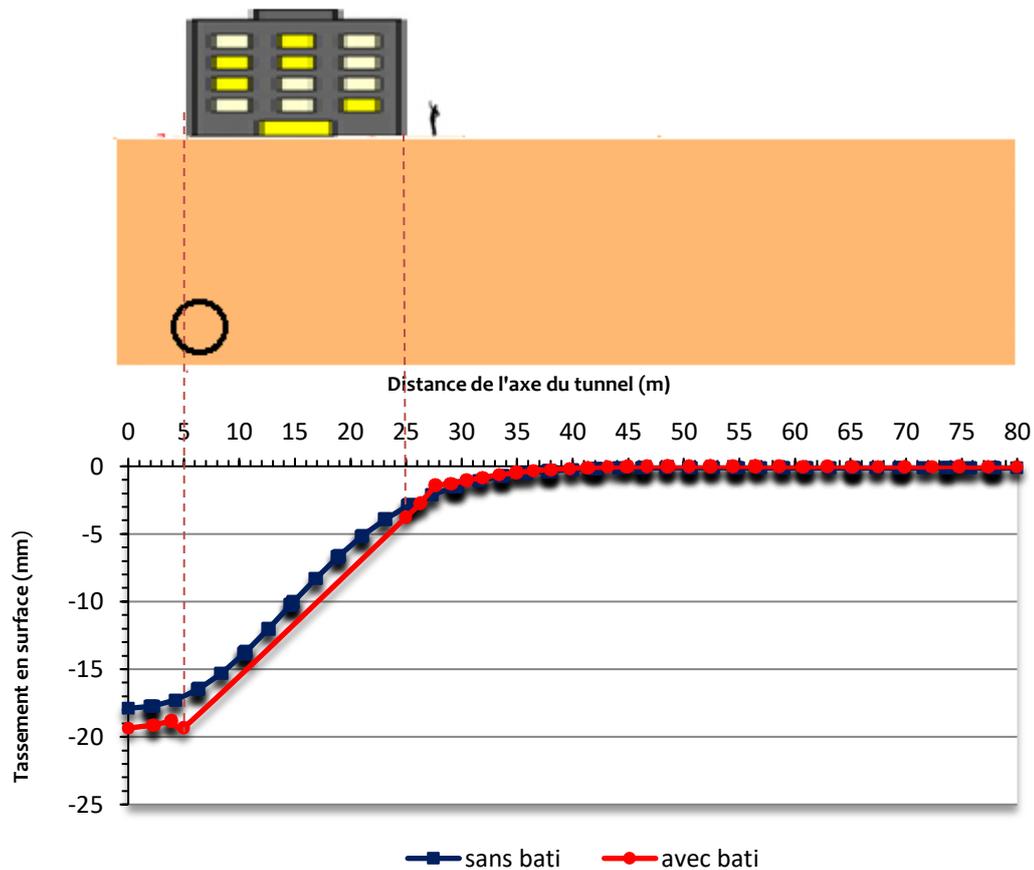


Figure 2.14 Cuvette de tassement en surface

On a alors distingué les remarques suivantes :

1. Dans le cas où le bâtiment existe, le tassement maximal est de l'ordre de 19mm, tandis qu'en l'absence de ce dernier, il a atteint environ 18mm.
2. La cuvette dans le premier cas n'est pas conforme au modèle de Peck, ce qui nous permet de conclure que l'existence de la structure a complètement influencé le comportement en surface et en profondeur.
3. Le bâtiment est tiré vers l'excavation décrivant ainsi un tassement différentiel ; on remarque que l'extrémité gauche se trouvant près de l'axe de l'excavation est plus affectée (un tassement d'environ 19mm), tandis que l'extrémité droite a subi un tassement plus faible (Environ 4mm).

La comparaison entre les cuvettes de tassement avec et sans bâtiment présentée par Burd et al (2000) (figure 2.15) confirme nos résultats.

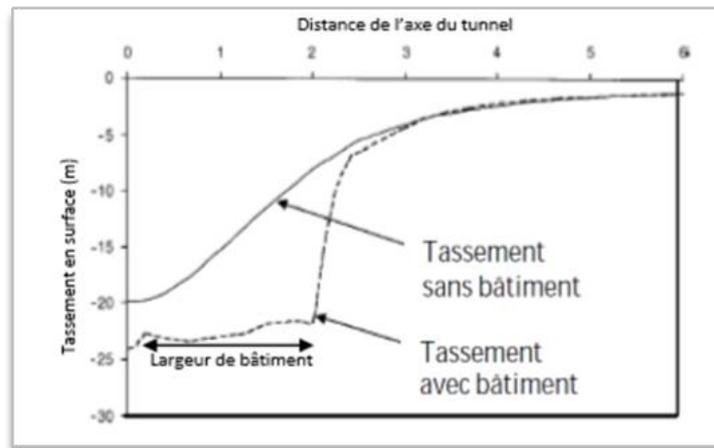


Figure 2.15 Influence du creusement sur la structure : Comparaison des cuvettes de tassements (Burd et al, 2000).

2.4.5 Déplacements verticaux

Sur la figure 2.16 qui représente la distribution des déplacements verticaux, on note un déplacement en clé du tunnel ($U_{y_{\max}} = 32 \text{ mm}$) se trouvant à une profondeur $y = 15 \text{ m}$ de la surface.

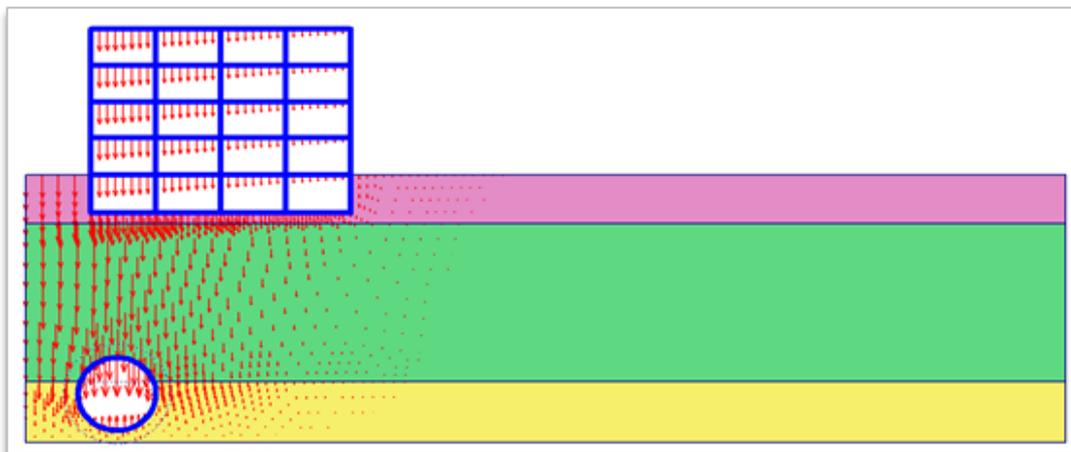


Figure 2.16 Déplacements verticaux

Pour étudier plus en détail l'allure des tassements et des déplacements verticaux dans le massif, on propose d'exposer quelques courbes de déplacement pour différentes profondeurs (en surface et en clé et du tunnel) (figure 2.17).

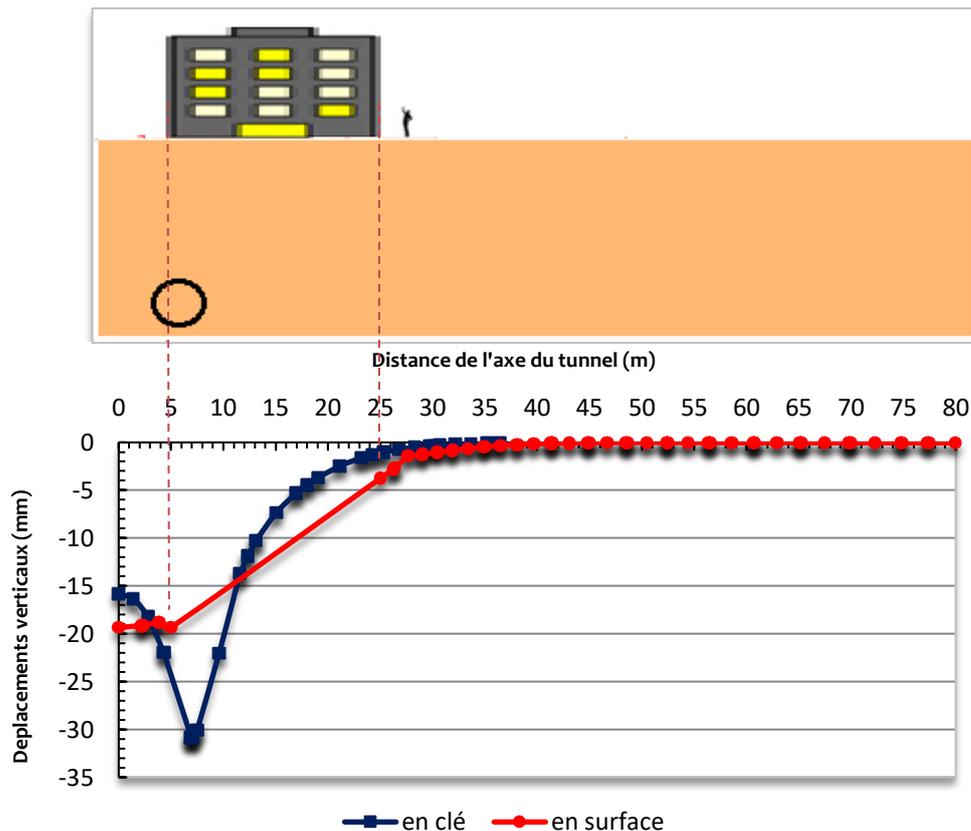


Figure 2.17 Déplacements verticaux à différents niveaux

À travers la figure 2.17, nous remarquons que la cuvette de tassement en clé est plus profonde et moins large que celle en surface. On constate que les déplacements importants se produisent en clé du tunnel.

En fait, les résultats obtenus montrent que les tassements sont importants pour les zones proches de l'axe du tunnel et diminuent en s'éloignant de ce dernier jusqu'à ce qu'ils s'annulent.

L'importance des tassements en surface en zones proches du tunnel est due à la propagation des mouvements de sols causés par le mouvement de convergence à l'intérieur du tunnel.

Nous avons pu constater, en parallèle, à travers cette figure (figure 2.17), que la cuvette des tassements en clé du tunnel n'est plus complètement influencée par l'existence de la structure ; nous pensons que c'est dû à l'effet de profondeur.

Le tableau (2.4) présente la répartition des déplacements, on note que le tassement maximum en surface (19mm) ne présente que 60% des tassements en clé du tunnel (31mm).

Tableau 2.4 Déplacement vertical U_y à différents niveaux

Points de calcul	En surface (Y=22m)	En clé (Y=7m)
Déplacement vertical U_y (mm)	19	32

2.4.6 Déplacements horizontaux

Lorsque des tunnels sont construits dans des milieux urbains, des déplacements horizontaux peuvent causer des dommages des structures.

La figure 2.18 présente les déplacements horizontaux obtenus après la construction du tunnel.

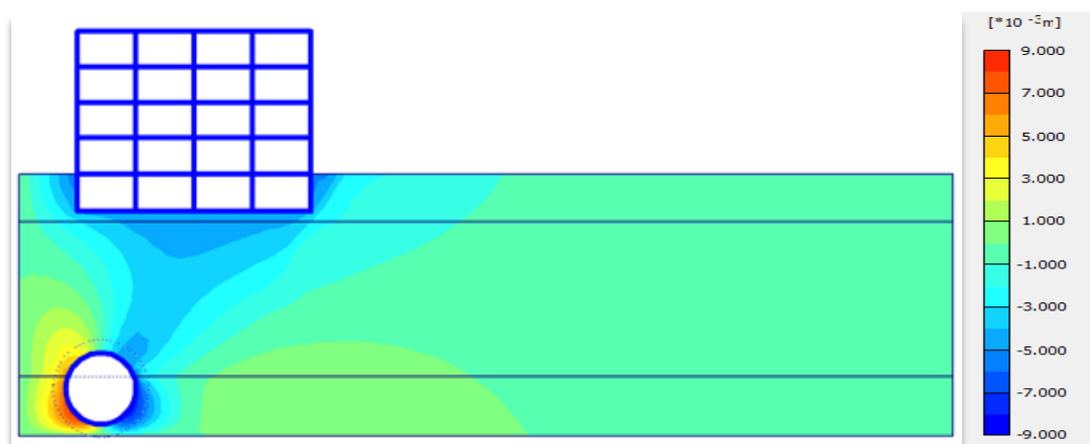


Figure 2.18 Déplacements horizontaux

On présente dans la figure 2.19 l'évolution au cours du creusement du déplacement horizontal le long des différents profils verticaux situant à :

- X=4 m : Flanc gauche par rapport à l'axe vertical du tunnel.
- X=10m : Flanc droit par rapport à l'axe vertical du tunnel.
- X= 25m : Extrémité droite du bâtiment.

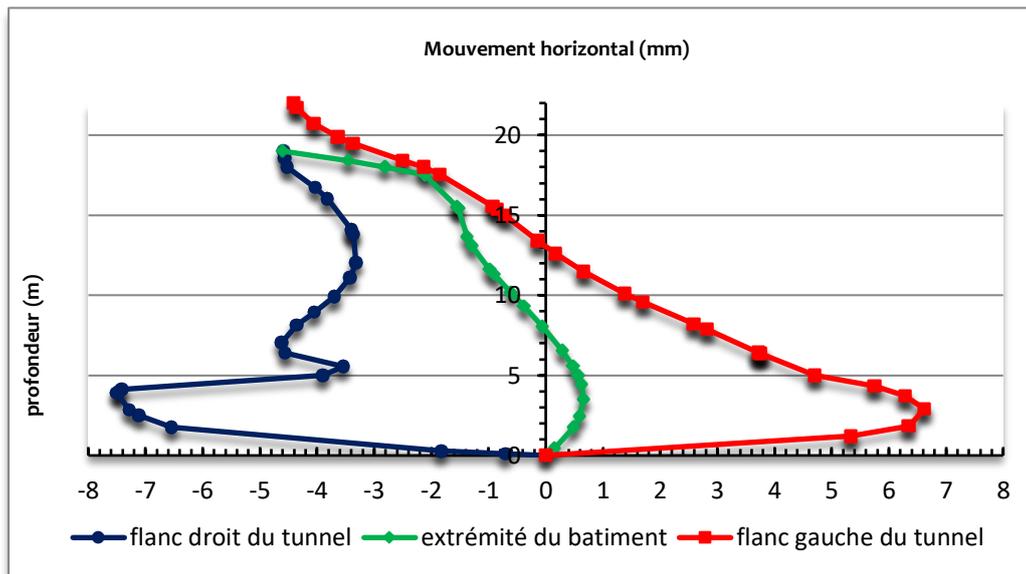


Figure 2.19 Déplacement horizontaux à différentes distances verticales

On constate à travers cette figure que les déplacements horizontaux sont quasiment nuls au-dessous du tunnel (le déplacement maximum se situe pratiquement au niveau du flanc du tunnel) et diminuent d'intensité en remontant en surface.

On remarque que, les deux courbes de déplacement au niveau des deux flancs du tunnel ne sont pas identiques : la courbe tracée en coupant verticalement au niveau du flanc droit, présente un déplacement maximum d'environ 8mm, tandis que le déplacement au flanc gauche est de l'ordre de 7mm. Ceci laisse à conclure que l'existence du bâtiment influe d'une certaine manière sur le déplacement horizontal, ce qu'on peut aussi le remarquer par la concentration des vecteurs de déplacement sur la figure 2.20.

De plus, on remarque que pour les deux flancs du tunnel, les déplacements horizontaux convergent vers le centre du tunnel ce qui confirme la convergence du massif vers le centre du tunnel.

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

On remarque aussi, que les déplacements horizontaux au niveau de l'extrémité droite du bâtiment sont repoussés vers l'extérieur.

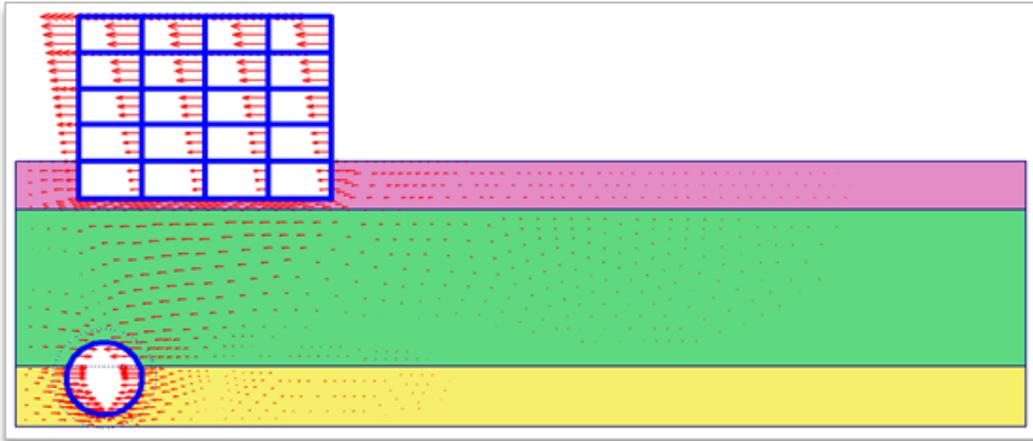


Figure 2.20 Répartition des déplacements horizontaux

2.5 ANALYSE DU DEUXIÈME MODÈLE : CAS DE TUNNEL CREUSÉ A LA NATM

En vue de faire une autre analyse pour des raisons comparatives, le modèle de référence a été modifié et ceci en adoptant la technique de creusement autrichienne (NATM) pour le creusement du tunnel. Cette fois-ci la MCC a été utilisée. Les caractéristiques et le profil géotechnique du modèle sont restés les mêmes (figure 2.21).

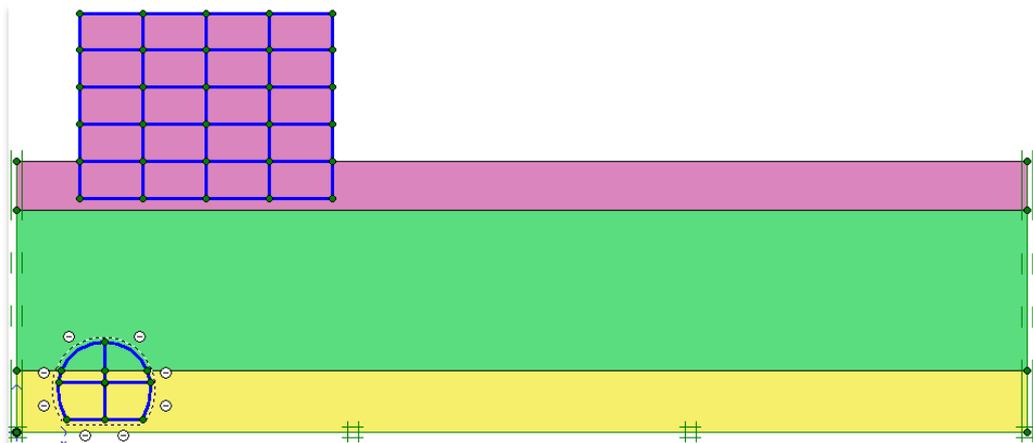


Figure 2.21 Présentation de la géométrie (NATM)

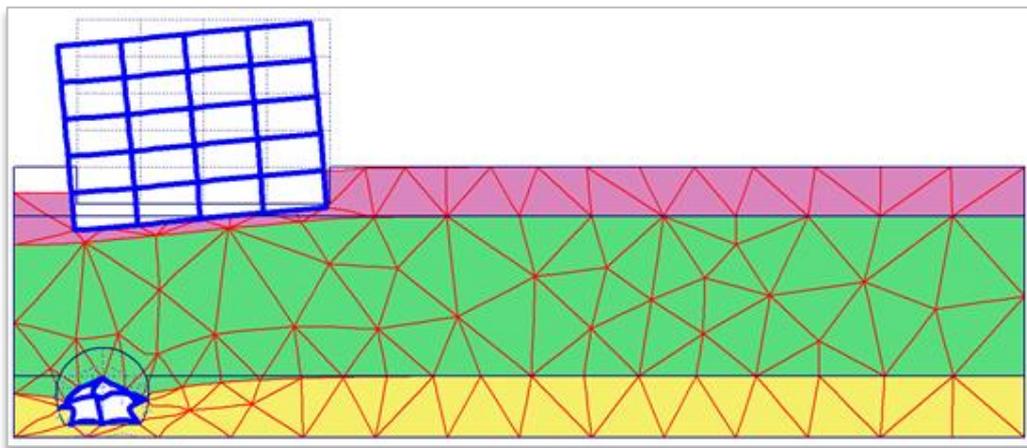
Les caractéristiques du revêtement sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 2.5 Caractéristiques du revêtement

Paramètres	Symbole	Revêtement	Unités
Type de comportement		Élastique linéaire	
Rigidité normale	EA	$6,0.10^4$	kN/m
Rigidité de flexion	EI	$2,0.10^4$	kN.m ² /m
Coefficient de Poisson	ν	0,15	

2.5.1 Présentation des résultats

Le déformée du maillage de l'exemple retenu pour cette 2^{ème} étude est présentée dans la figure 2.22.

**Figure 2.22** Déformée de maillage (NATM)

La cuvette de tassement est bien marquée en surface engendrant un tassement différentiel au niveau du bâtiment.

On remarque aussi, une déformation complète du revêtement du tunnel causée par la technique autrichienne (le creusement se fait par partie).

2.5.2 Déplacements verticaux

La figure 2.23 présente l'évolution du déplacement vertical. Il a été remarqué qu'au niveau de la clé du tunnel, le déplacement a atteint une valeur maximale de $U_{y \max}$ égale à 14cm. De plus, une variation importante du déplacement vertical entre les deux extrémités du bâtiment est apparue (un déplacement de l'extrémité droite de 1cm tandis que celui de l'extrémité gauche est de l'ordre de 11cm).

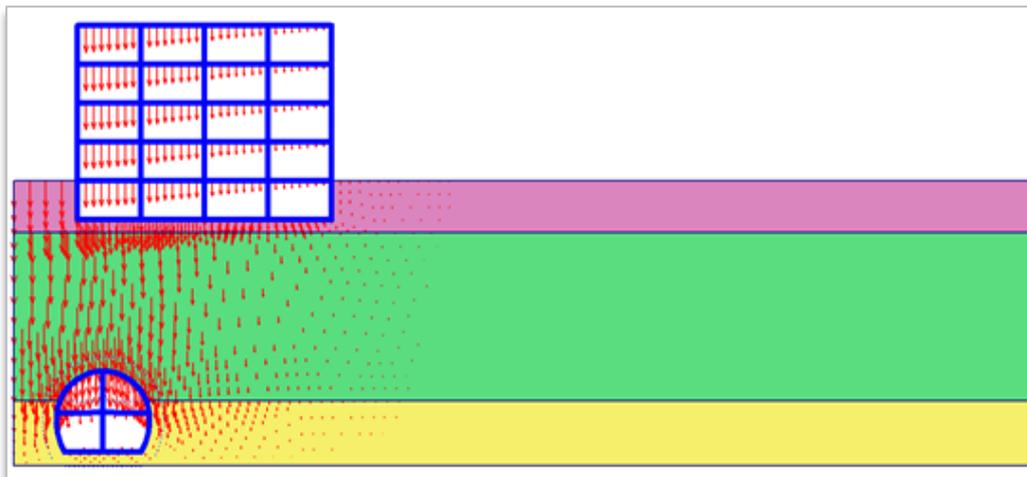


Figure 2.23 Déplacements verticaux (NATM)

Afin de faire une analyse comparative des déplacements verticaux à différentes profondeurs, nous avons pensé à tracer les courbes de déplacements en surface et en clé du tunnel sur un même graphe (figure 2.24).

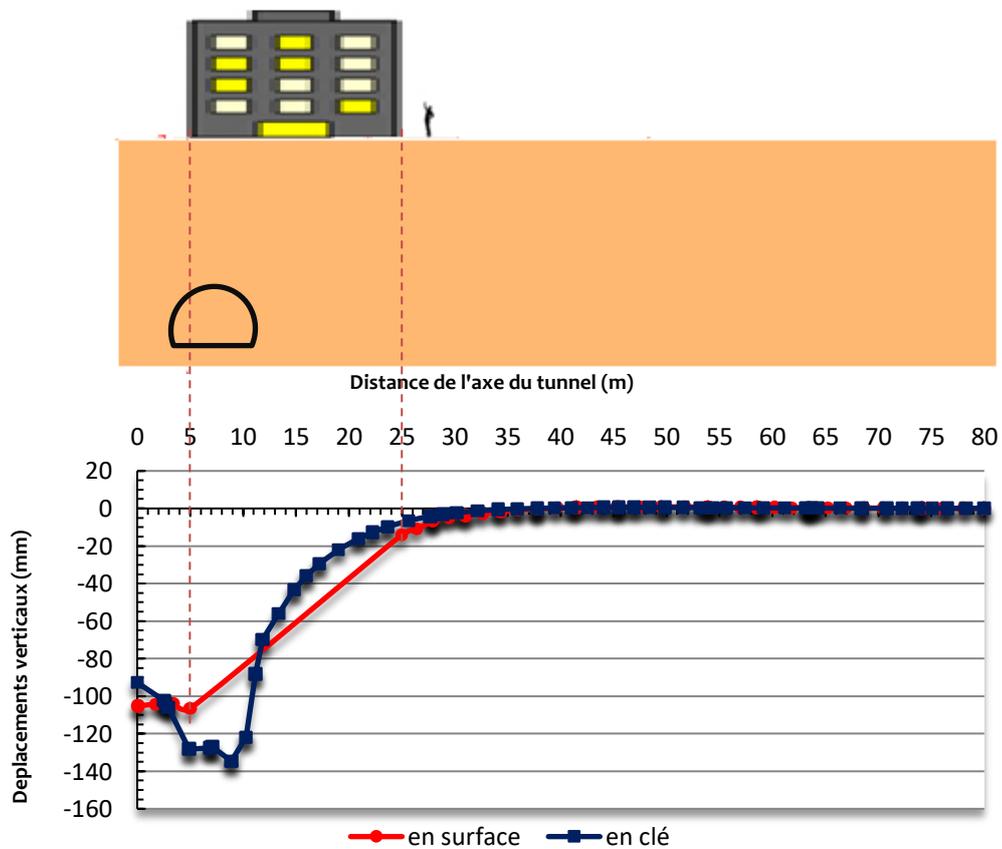


Figure 2.24 Déplacements verticaux à différents niveaux (NATM)

L'évolution des déplacements verticaux à ces différents niveaux a donné une cuvette de tassement caractérisée par un tassement maximum de l'ordre de S_{max} égale à 11cm, tandis qu'en clé ; cette valeur a augmenté d'environ 3cm.

On remarque aussi qu'un faible soulèvement s'est produit au niveau de la surface causée par le creusement.

De plus, un tassement supérieur à 11cm est apparu dans l'extrémité gauche du bâtiment, tandis que l'extrémité droite a subi un tassement de l'ordre de 2cm.

2.5.3 Déplacements horizontaux

La figure 2.25 montre les résultats du déplacement horizontal après la construction du tunnel : On note que les déplacements se produisant au niveau des flancs du tunnel sont les plus importants.

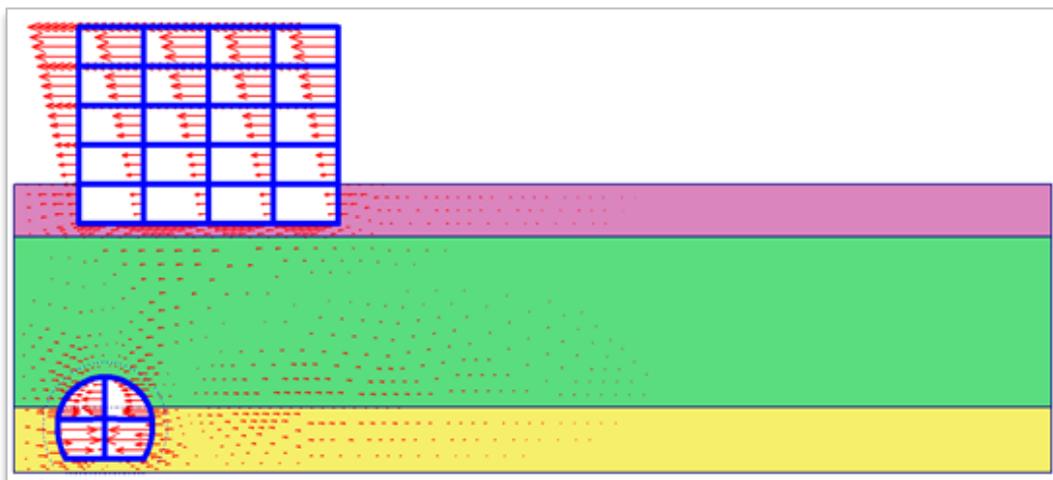


Figure 2.25 Déplacement horizontal (NATM)

Le tracé des courbes du déplacement horizontal le long des profils verticaux est présenté sur la figure 2.26 :

- $X=3\text{ m}$: Flanc gauche par rapport à l'axe vertical du tunnel.
- $X=10\text{ m}$: Flanc droit par rapport à l'axe vertical du tunnel.
- $X=25\text{ m}$: Extrémité droite du bâtiment.

À travers la figure 2.26, on constate que le déplacement horizontal maximum se situe au niveau des piédroits du tunnel et il diminue en allant vers la surface, tandis qu'au-dessus du tunnel le déplacement horizontal est pratiquement nul.

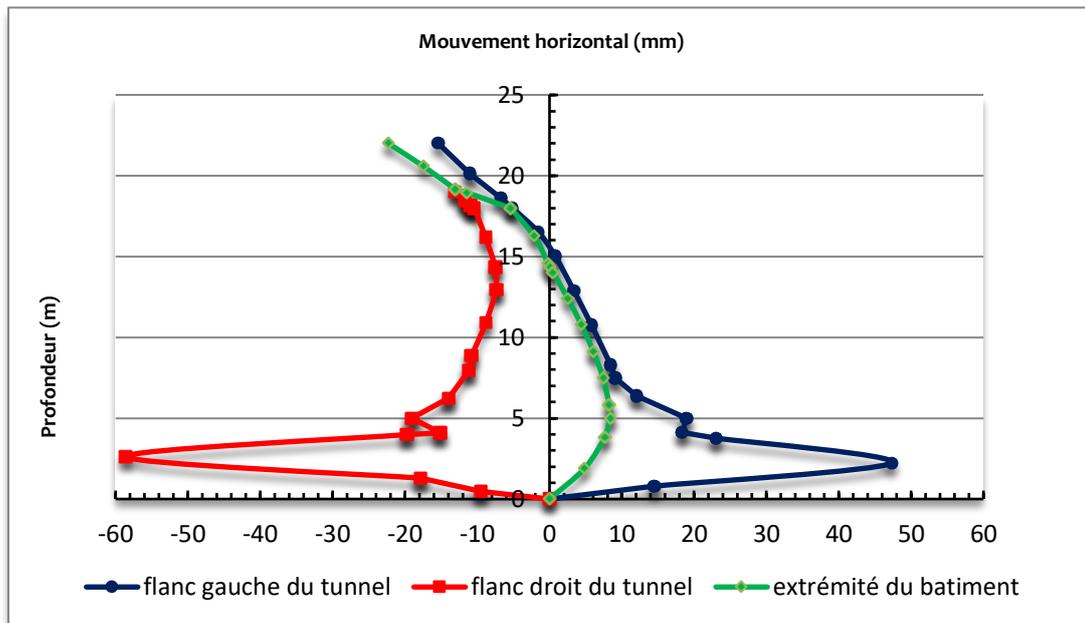


Figure 2.26 Déplacements horizontaux aux différents profils verticaux (NATM)

Ainsi, nous pouvons remarquer que les courbes de déplacement sur les deux flancs du tunnel ne sont pas semblables :

- Au niveau du flanc droit, on note un déplacement de l'ordre de 59mm et de 47mm au niveau du flanc gauche. Cette différence est causée par l'emplacement du bâtiment.
- De plus, nous avons remarqué que le creusement par NATM produit le même effet sur le massif que celui de la TBM, ou les déplacements horizontaux convergent vers le centre du tunnel pour les deux flancs.

En parallèle, on constate que le déplacement horizontal au niveau de l'extrémité droite du bâtiment est repoussé vers l'extérieur.

2.6 COMPARAISON DES RÉSULTATS TROUVÉS

Dans cette partie, nous nous intéresserons à la comparaison entre les résultats des tassements en surface et des déplacements verticaux au niveau de la clé du tunnel pour les deux cas de modélisation (TBM, NATM) et ceci en vue d'opter pour un choix pour la modélisation du deuxième cas d'étude.

2.6.1 Tassement en surface (TBM, NATM)

La figure 2.27 présente les cuvettes de tassement en surface causées par le creusement au tunnelier pressurisé (TBM) et la méthode autrichienne (NATM).

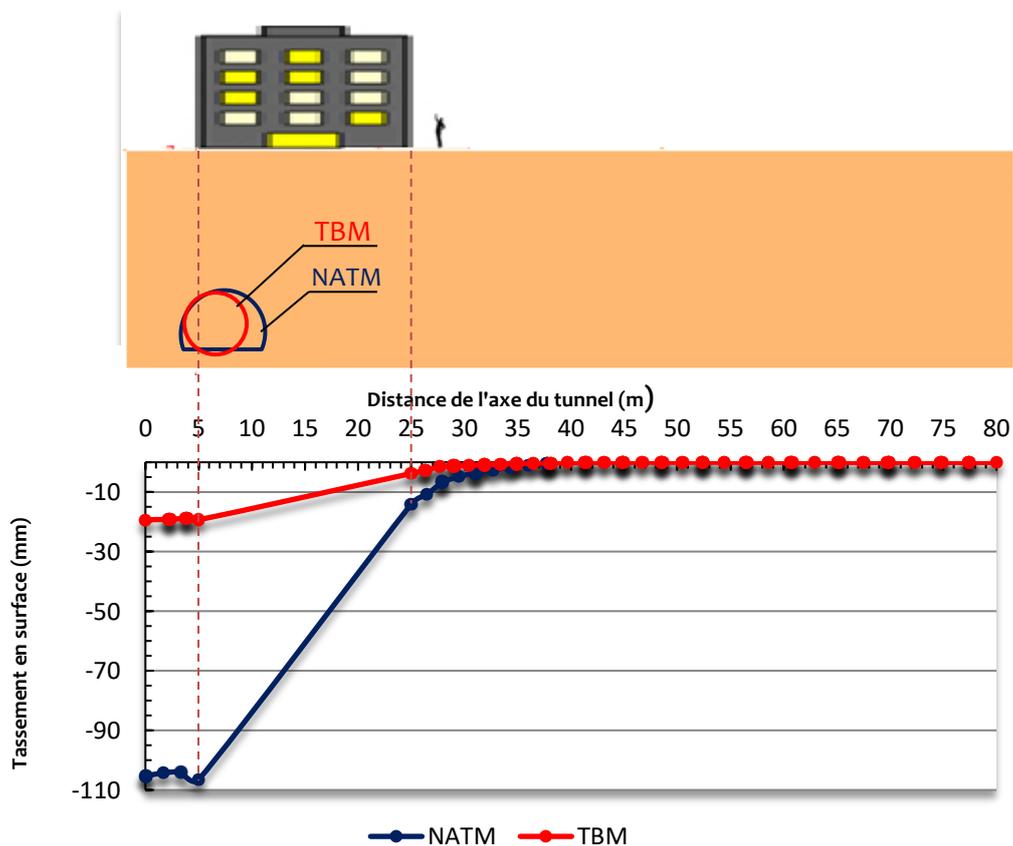


Figure 2.27 Tassement en surface (TBM, NATM)

On observe que les résultats de tassement pour les deux courbes sont incomparables où le tassement causé par la TBM ne représente que 18% du tassement provoqué par la NATM. Cela

peut être expliqué par le fait que la perte de volume du tunnel creusé par la NATM est plus importante que celle engendrée par la TBM vu le temps que prend la pose du soutènement comparant à la méthode pressurisé.

Néanmoins, pour les deux cas de calcul (TBM, NATM), le bâtiment a subi un tassement différentiel. On utilise la recommandation de l'Eurocode 7 cité dans le chapitre précédent (chapitre 1), dans le but de vérifier nos résultats.

Le tableau (2.6) résume les différentes valeurs du tassement entre appuis ainsi que la rotation relative trouvée.

Tableau 2.6 Tassement entre appuis successive et la rotation relative.

Valeurs admissible (Eurocode 7)			Résultats trouvés				
Tassement entre appuis voisins	20 mm		Distances entre appuis (m)	5-10	10-15	15-20	20-25
			TBM (mm)	3,85	3,7	3,6	3,14
			NATM (mm)	22,55	23,1	23,7	22,97
Rotation relative	Déformations architecturales	Déformations structurales	TBM	0,00077			
	1/2000-1/300	1/150	NATM	0,00462			

Les résultats montrant que le creusement par la méthode autrichienne peut être engendré des endommagements architecturaux au niveau de la structure en surface. L'Eurocode 7 a précisé que des tassements différentiels supérieurs peuvent être admis à condition que les rotations relatives restent dans des limites admissibles, donc le déplacement de la structure, pour les deux méthodes (TBM, NATM) est toléré.

2.6.2 Déplacement vertical au niveau de la clé du tunnel (TBM, NATM)

En faisant pareil que le paragraphe (2.6.1), nous avons comparé les résultats en termes de déplacement en clé pour les deux méthodes (TBM, NATM) (figure 2.28).

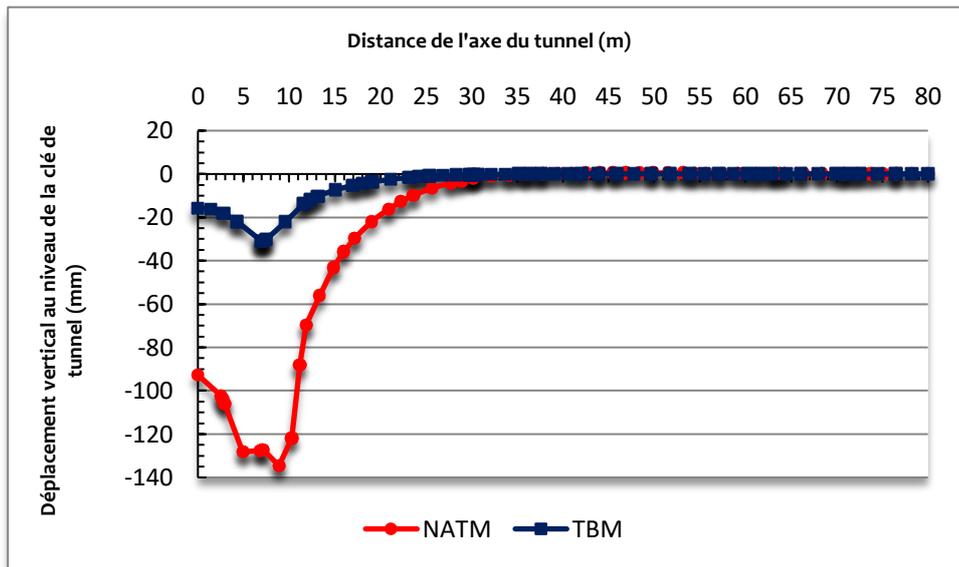


Figure 2.28 Déplacement vertical à la clé du tunnel (TBM, NATM)

Le déplacement en clé de tunnel est également clair :

Le tunnel creusé par la TBM ne représente que 23% du déplacement estimé par la NATM ; ceci est dû aux excavations par section et à la mise du revêtement provisoire après un certain temps dans la méthode autrichienne, tandis que le revêtement mis par le bouclier est généralement instantané.

2.6.3 Déplacements dans le tunnel (TBM, NATM)

Afin de mieux visualiser les déplacements au niveau du tunnel (clé et radier) nous avons tracé la figure 2.29. L'analyse de déplacement vertical en clé et en radier du tunnel creusé par la TBM donne un déplacement plus faible que celui de la NATM.

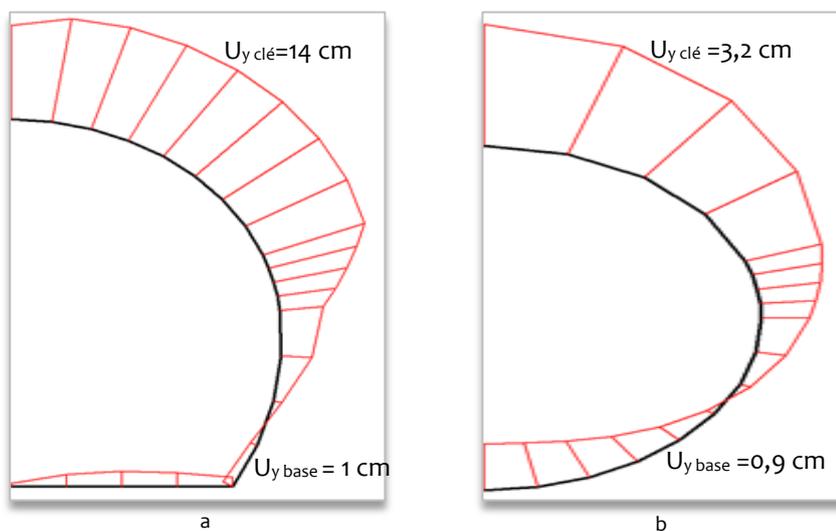


Figure 2.29 Déplacement vertical en clé et en radier du tunnel
 a : creusement par NATM b : creusement par TBM

2.7 CONCLUSION

Dans la littérature plusieurs auteurs ont montré l'effet du creusement de tunnels en site urbain décrivant ainsi des tassements et des déplacements qui pouvaient être préjudiciables pour les structures avoisinantes.

À travers ce chapitre, nous avons traité deux modélisations d'interaction structure-tunnel afin de confirmer ces résultats et d'en rajouter notre touche personnelle en termes de tassements, déplacements verticaux et horizontaux. Notre but était de voir cet effet et d'essayer de le prévenir à travers des études comparatives entre la TBM et la NATM.

L'analyse du premier cas d'étude creusé par la TBM a fait l'objet par la suite d'une deuxième étude analysant ainsi l'effet du creusement par la méthode autrichienne afin de distinguer les avantages que porte l'une par rapport à l'autre ; l'analyse consistait à étudier l'interaction entre une structure en surface et le creusement d'un tunnel creusé en dessous et ceci par les deux méthodes.

À cet égard, on a remarqué que l'analyse a montré que les mouvements induits par le creusement autrichien sont plus importants que ceux produit par la technique du bouclier pressurisé causant ainsi des dommages au niveau de la structure.

Dans l'ensemble, ces analyses nous ont mené à en conclure que la méthode autrichienne pouvait être déconseillée en milieu urbain à cause des dégâts possibles sur les structures voisines.

Par la suit, le 3ème chapitre a été présenté afin d'étudié un autre type d'excavation : L'excavation à ciel ouvert dans les mêmes conditions (le milieu et le profile géotechnique) ; des analyses 2D ont été mises en œuvre.

Chapitre 3

Interaction excavation en tranchée-structures :

Description- Modélisation numérique

Chapitre 3 : Interaction excavation en tranchée- structures : Description- Modélisation numérique

3.1	INTRODUCTION.....	59
3.2	DESCRIPTION GÉNÉRALE DES MOUVEMENTS ENGENDRÉS PAR L'EXCAVATION À CIEL OUVERT	60
3.2.1	Travaux empiriques.....	61
3.2.2	Méthodes semi-empiriques, forme du tassement due à l'excavation	64
3.3	ANALYSE DU DEUXIÈME CAS D'ÉTUDE- EXCAVATION EN TRANCHÉE	65
3.3.1	Présentation de la géométrie du modèle de calcul	66
3.3.2	Caractéristiques des matériaux	66
3.3.3	Modélisation de l'excavation en tranchée ouverte	67
3.3.4	Modélisation de l'excavation en tranchée couverte	73
3.3.5	Comparaison des déplacements engendrés par les excavations en tranchée ouverte et couverte	78
3.4	MODÉLISATION DU MODÈLE GLOBAL	83
3.4.1	Résultats obtenus	84
3.4.2	Comparaison entre les mouvements des trois modélisations	85
3.5	ANALYSE DES RÉSULTATS DES TASSEMENTS ADMISSIBLES	89
3.6	CONCLUSION	90

Chapitre 3

Interaction Excavation en tranchée- structures : Description- modélisation numérique

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 des bâtiments ou des ouvrages d'art, plus complexe dans les soutènements, ou totale dans le cas des tunnels.

L'analyse des interactions entre les ouvrages de génie civil et les sols est l'une des grandes préoccupations des chercheurs dans le domaine de la géotechnique, en particulier en milieu urbain lors de la construction d'ouvrages souterrains complexes à proximité des structures existantes.

Comme on l'avait précisé dans le chapitre précédent, le sujet traité dans ce mémoire s'inscrit dans le contexte de la géotechnique urbaine. Les études effectuées seront en complémentarité aux analyses précédentes. Il traitera en premier lieu l'interaction entre structure en surface-tranchée et par la suite l'interaction Structure en surface- tranchée- tunnel sera présentée comme étant le parfait exemple de l'interaction urbaine.

Avant d'entamer les modélisations numériques, nous allons exposer les différents mouvements du sol causés par les constructions des ouvrages à ciel ouvert.

3.2 DESCRIPTION GÉNÉRALE DES MOUVEMENTS ENGENDRÉS PAR L'EXCAVATION À CIEL OUVERT

L'évaluation de la réponse des bâtiments aux déformations induites par les excavations implique une combinaison d'aspects géotechniques et structurels. La première étape consiste à savoir quels types d'effets (tels que les déformations et les changements de contraintes) l'excavation impose à son environnement. Le deuxième aspect important est le bâtiment lui-même ; savoir comment est-il influencé par les modifications des conditions du sol. Sur les deux sujets, une vaste littérature et des connaissances sur le système sont disponibles ; un aperçu sera donné dans ce chapitre.

La clé pour prédire la réaction du bâtiment aux conditions changeantes du sol est toutefois la compréhension de l'interaction entre les deux aspects, cette interaction se trouve le sujet principal dans ce mémoire :

La figure 3.1 présente une interaction structure-tranchée, des déplacements latéraux et verticaux sont figurés sur les images.

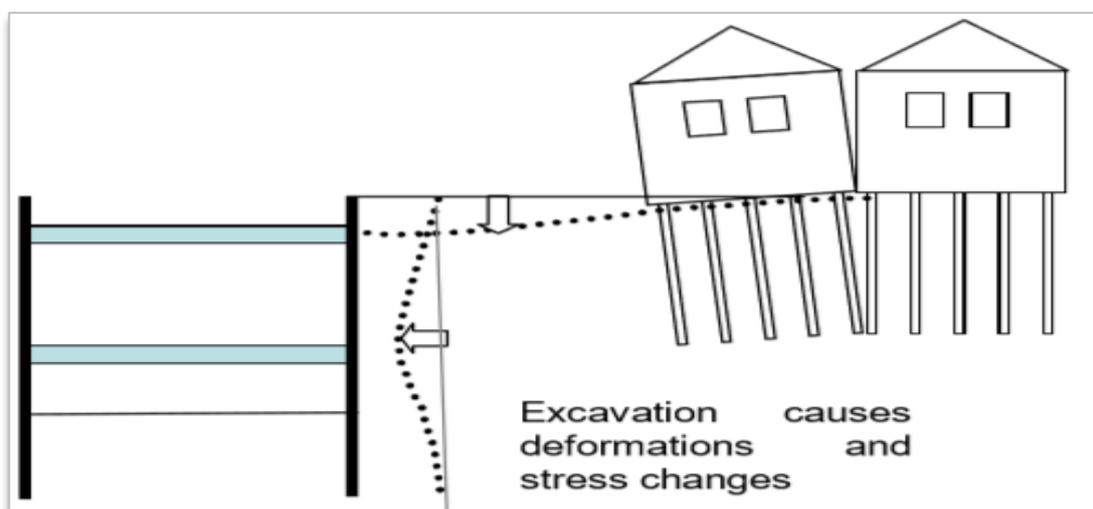


Figure 3.1. Interaction entre l'excavation et les structures adjacentes (Deltares, 2009)

Les mouvements de sol liés aux excavations ont des sources ou causes multiples et peuvent être prédits pour toutes les étapes globales ou par étape de la construction, telles que :

1. Installation de mûrs et d'autres éléments de construction, y compris la densification causée par des vibrations.
2. Excavation et mouvements ultérieurs d'éléments de construction.

3. Abaissement possible du niveau des eaux souterraines.

Dans la littérature, plusieurs méthodes existent pour déterminer ces mouvements ; les paragraphes qui suivent présentent les résultats empiriques obtenus pour les déplacements dus à l'effet combiné de toutes ces activités ainsi que des données sur les déplacements causés par l'excavation elle-même.

3.2.1 Travaux empiriques

Les méthodes qui incluent toutes les activités de construction sont, en raison de la nature complexe de la construction, essentiellement empiriques et reposent sur des expériences telles que les travaux antérieurs de Peck (1969) et Goldberg (1976).

Dès 1969, Peck avait publié des graphiques permettant d'estimer les tassements causés par les fouilles, fondés sur de nombreux projets principalement de Chicago à cette époque. Les projets sont généralement des constructions temporaires avec plusieurs types de murs, tels que les murs en palplanches. Ces modèles empiriques distinguent les sables, les argiles raides et les argiles molles à tassements croissants. Le modèle de Peck inclut toutes les activités de construction, la stabilité de l'excavation et même la consolidation pendant la construction. Les diagrammes de Peck se révèlent généralement conservateurs (Deltares, 2009).

Les modèles de Peck établissent un lien entre le tassement du niveau du sol, normalisé par la profondeur de l'excavation (H), et sa distance par rapport à l'excavation. Pour le sable et les argiles dures, le tassement maximum directement au-delà du mur est de $[0-1]\% H$ et atteint une distance d'environ $2H$, en fonction de l'épaisseur de la couche d'argile et de la stabilité de l'excavation. Pour les argiles molles, le tassement maximum derrière le mur est de $[1-2]\% H$ et atteint une distance de 3 à $4H$.

Goldberg (1976) a élargi les travaux de Peck ; il a relié les mouvements verticaux du sol derrière le mur à la déviation horizontale du mur et trouve un facteur de 0,5 à 2,0. Les dépôts de sol derrière le mur représentent généralement moins de 0,5% de la profondeur d'excavation dans les sables et les argiles raides et plus de 1% pour les argiles molles (sauf les parois de diaphragme précontraintes qui restent dans les limites de 0,25% H). Dans les argiles molles, les tassements dépassent généralement largement les déplacements horizontaux des parois (Deltares, 2009).

La figure 3.2 illustre les déplacements horizontaux et verticaux autour des excavations à ciel ouvert.

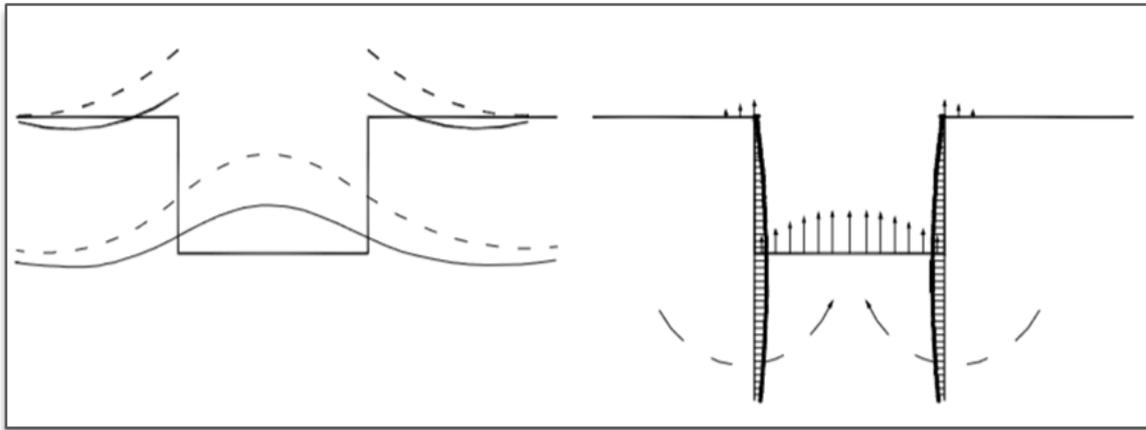


Figure 3.2. Déplacements horizontaux et verticaux autour de l'excavation.
(Horodecki & Dembicki, 2002)

L'amplitude de ces mouvements dépend entre autres choses de la nature et de l'état des sols :

- Dans les argiles plastiques : le volume de la dépression du sol derrière le soutènement est à peu près égal au volume des déplacements horizontaux de la paroi (c'est-à-dire que l'argile se déforme à volume constant et que les soulèvements du fond de fouille ont une influence négligeable) (Schlosser & al 1985).
- Dans les sables denses et les argiles raides : les tassements de la surface du sol sont généralement négligeables.
- Dans les sables lâches, le tassement peut atteindre 0,5% de la profondeur de l'excavation si les travaux sont exécutés avec soin, mais il peut être beaucoup plus important si l'on contrôle mal les écoulements d'eau dans le sol (Peck, 1969 cité par Schlosser & al, 1985).

Les mesures de tassements réalisées sur différents sites ont conduit Peck (1969) à définir trois zones dans le diagramme adimensionnel cité par Schlosser & al, (1985) :

- La zone I : correspond aux excavations dans des sables ou des argiles molles à raides lorsque le chantier se déroule sans aléas ;
- La zone II : correspond aux excavations dans des argiles très molles à molles lorsque l'épaisseur de l'argile sous l'excavation est faible ou lorsque cette épaisseur est grande, mais avec un indice de stabilité :

$$N = (\gamma H) / c_u \quad (3.1)$$

Cet indice N est inférieur à une valeur critique N_c qui dépend de la forme de l'excavation (de 5,14 pour une excavation de longueur infinie à 6,5 ou 7,5 pour les excavations de formes usuelles).

Avec :

H : la profondeur de l'excavation et c_u : la cohésion non drainée du sol sous l'excavation ; γ : le poids volumique.

- La zone III : correspond aux excavations dans des argiles très molles à molles lorsque l'épaisseur de l'argile sous l'excavation est grande.

D'après Clough et Schmidt (1977, 1981), la forme de la distribution des tassements dans le cas des argiles molles dépend de leur amplitude. Lorsqu'il est faible, le tassement est maximal à une certaine distance du soutènement, tandis que lorsque les tassements sont grands la valeur maximale est située au contact du soutènement. La relation entre l'amplitude et l'extension horizontale des tassements est définie par le diagramme de Peck (figure 3.3).

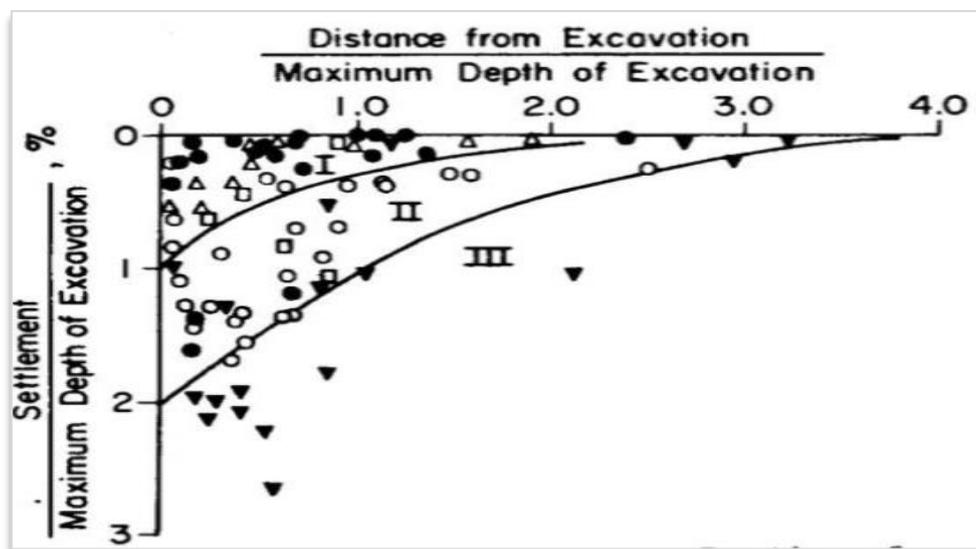


Figure 3.3 Tassements au voisinage des excavations en fonction de la distance au bord et de la profondeur maximale (Peck, 1969. Cité par Korff, 2012)

La largeur de la zone concernée par les tassements du sol en arrière du soutènement peut, d'après Stamatello (1980) sur la base de nombreuses mesures réalisées à Varsovie, être calculée par la formule très simple, qui met par ailleurs en évidence l'influence du type de soutènement :

$$L = b. \beta. H \quad (3.2)$$

Où L : est la largeur de la zone affectée par les tassements du sol ; H : la profondeur de l'excavation et β : un coefficient dépendant du type de soutènement utilisé (pour un soutènement ancré β est égal à 0,3 ; lorsque l'étais supérieur est laissé en place jusqu'à la fin des travaux, β est égal à 0,35 et lorsque la tranchée est remblayée après enlèvement du soutènement, β est égal à 0,7) et b, un coefficient dépendant de la largeur B de la fouille on donne :

- pour $B < 5$ m b=1
- pour $5 < B < 8$ m b=1,1
- pour $B > 8$ m b =1,25

La formule proposée par Stamatello donne des valeurs de L nettement plus faibles que celles que l'on peut déduire du diagramme de Peck ; ces valeurs se situent entre $0,3H$ et $0,85H$, ce qui les rapprochent des limites observées dans les ouvrages de soutènement ($0,3H$ pour la terre armée et les autres ouvrages où on limite les déplacements latéraux, H pour l'excavation non blindée dans les sols cohérents) et semblent indiquer que, dans les tranchées observées, il y avait peu de mouvement des sols sous-jacents (Schlosser & al, 1985).

3.2.2 Méthodes semi-empiriques, forme du tassement due à l'excavation

La plupart des ouvrages présentés dans la première partie de ce chapitre traitent de la déviation maximale et de l'implantation derrière le mur. Toutefois, la forme de la cuvette du tassement est très importante lors de l'évaluation des dommages d'excavation ; cette forme détermine la déformation de la construction de l'excavation. Une partie de la littérature présentée ci-dessus décrit la forme de la cuvette derrière le mur sur la base de données empiriques. D'autres chercheurs ont découvert, à partir de modèles analytiques ou des éléments finis, d'autres types de formes pour certaines situations.

Bowles (1988) décrit une forme parabolique, facile à utiliser, de la courbe de tassement, à partir d'une certaine valeur maximale à l'emplacement du mur (formule (3.3)). (Deltares, 2009)

$$S(x) = S_{\max} \left[\frac{W-x}{W} \right]^2 \quad (3.3)$$

Avec,

x : est la distance horizontale à partir de la paroi.

S : tassement à la distance x .

S_{\max} : est le tassement maximal au mur.

W : est la largeur de la cuvette, donnée par Caspe (1966) avec :

$$W_{\text{caspe}} = (H + H_d) \cdot \tan(45 - \varphi/2) \quad (3.4)$$

Sachant que :

H : est la profondeur d'excavation et H_d : est la profondeur d'influence sous l'excavation.

- Pour les sols avec $\varphi > 0$:

$$H_d = 0,5B \tan(45 + \varphi/2) \quad (3.5)$$

- Pour les sols cohérents avec $\varphi = 0$:

$$H_d = B.$$

Où B est la largeur de l'excavation et φ est l'angle de frottement.

La courbe gaussienne de Peck pour le creusement de tunnels (1969) peut également être utilisée pour les excavations profondes, en supposant que le mur est situé au point d'inflexion et que seuls des déplacements dans le creusement se produisent Lee et al (2007) décrit cette formule pour les excavations comme suit (Korff, 2012) :

$$S(x) = S_{\max} \cdot \exp[0,5 - 0,5(1 + 2x/W)^2] \quad (3.6)$$

La forme gaussienne avec une largeur de cuvette supposée égale à $2i$, avec i = la moitié de la hauteur de l'excavation de Lee et al. (2007) se compare bien avec l'estimation de la largeur de la cuvette de Bowles (1988). La cuvette est construite à partir de la profondeur du moment zéro dans le mur à un angle de $(45 - \varphi'/2)$ par rapport à la ligne verticale de la surface du sol. Lee et al. (2007) ont pris $\varphi' = 0$ pour l'argile molle pour construire cette ligne.

3.3 ANALYSE DU DEUXIÈME CAS D'ÉTUDE- EXCAVATION EN TRANCHÉE

Dans le monde de l'ingénierie, rares sont les ouvrages identiques. Cette remarque est d'autant plus vraie dans le monde souterrain, un monde mystérieux, d'où la nécessité de compréhension et d'analyse afin de prévenir les mouvements qui peuvent affecter le massif encaissant et les structures avoisinantes.

De ce fait, l'idée de cette étude était de créer un modèle purement urbain et d'en prévenir les différents mouvements grâce à des simulations numériques. Le modèle choisi garde les mêmes propriétés (géométrique et géotechnique) que le premier cas d'étude, excepté le choix de l'ouvrage souterrain : nous avons pensé dans cette deuxième étude de modifier le cas de tunnel en une tranchée à ciel ouvert (ouverte et couverte). Ainsi deux modélisations seront étudiées : la première est consacrée aux tranchées ouvertes et la deuxième aux tranchées couvertes.

3.3.1 Présentation de la géométrie du modèle de calcul

Le même modèle du chapitre 2 sera réétudié en modifiant le cas de tunnel par une tranchée et ceci afin d'étudier l'influence de l'excavation de type tranchée sur le comportement des sols et la structure encaissante. Les différents déplacements peuvent endommager le bâtiment, ce qui est fortement intolérable et exige des méthodes de prévention.

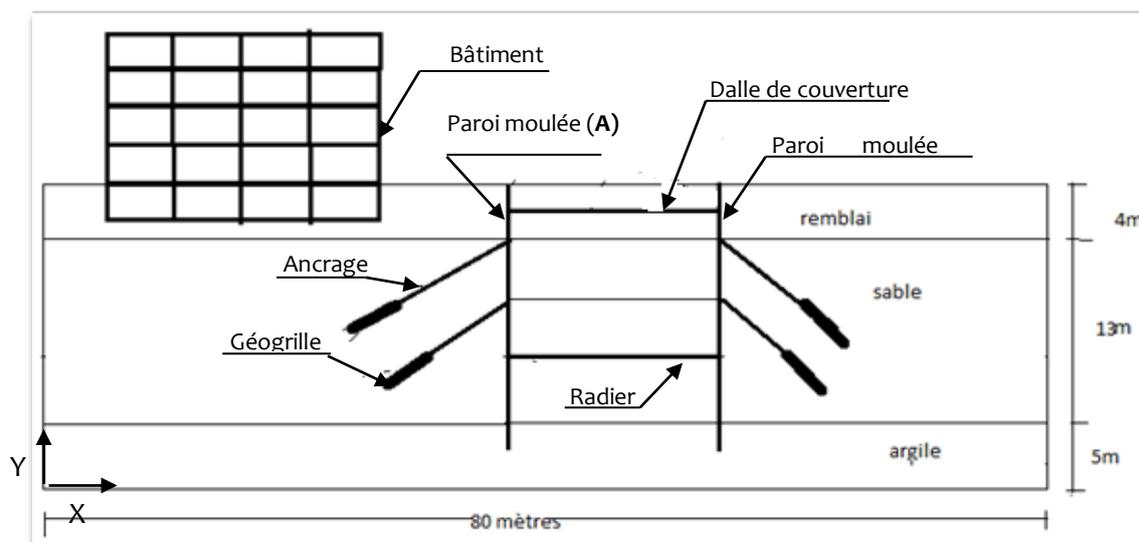


Figure 3.4 Définition du problème de calcul (2^{ème} cas d'étude)

3.3.2 Caractéristiques des matériaux

Les propriétés des parois moulées en béton sont entrées dans un ensemble de matériaux de type plaque ; le béton a un module de Young de 35 GPa et les parois ont une épaisseur de 0,35m.

Tableau 3.1 Caractéristiques des parois moulées (manuel Plaxis)

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unité
Modèle de matériel	-	Elastique	-
La rigidité normale	EA	12.10^6	kN/m
La rigidité flexionnelle	EI	$0,12.10^6$	kNm ² /m
Coefficient de poisson	ν	0,15	-

Pour les propriétés de l'ancrage, les données d'ancrage contiennent les propriétés de la barre d'ancrage en élément et les données de géogridde contiennent les propriétés du corps du coulis en élément.

Tableau 3.2 Caractéristique des tirants d'ancrages et géogridde (manuel Plaxis)

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unité
La rigidité normale (Ancrage)	EA	2.10^5	kN/m
La rigidité normale (Géogridde)	EA	1.10^5	kN/m

Tableau 3.3 Propriétés de la dalle et du radier

Paramètres	Symbole	Valeurs	Unité
Modèle de matériel	-	Elastique	-
La rigidité normale	EA	$6,898.10^6$	kN/m
La rigidité flexionnelle	EI	$2,069.10^5$	kNm ² /m
Coefficient de poisson	ν	0,2	-

3.3.3 Modélisation de l'excavation en tranchée ouverte

La modélisation de ce cas d'étude est présentée en ce qui suit, le maillage retenu présenté dans la figure 3.5 est triangulaire. Dans cet exemple l'élément à 15 nœuds a été employé.

Le maillage sera plus raffiné au niveau des parois de l'excavation et au-dessous de la structure à cause de la concentration des contraintes à ces endroits. Il comprend 752 éléments triangulaires et 6367 nœuds.

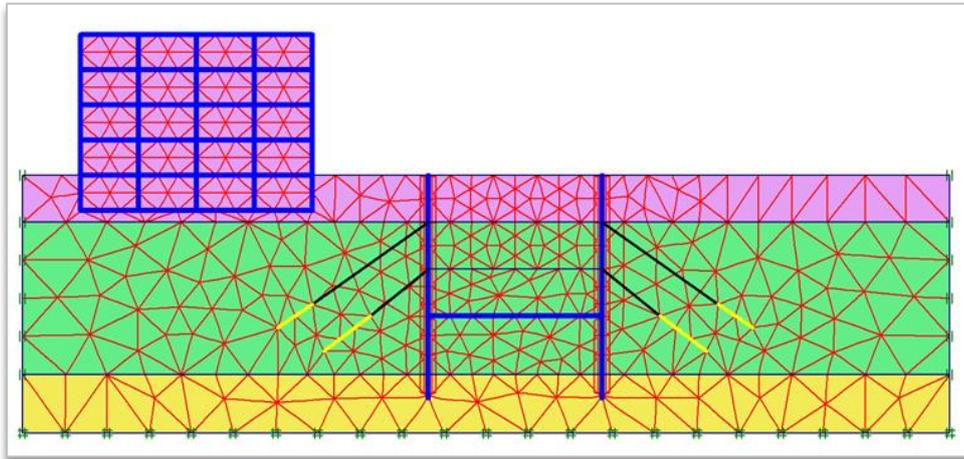


Figure 3.5 Modèle éléments finis de calcul

3.3.3.1 Présentation des phases de calculs

Après le maillage du modèle, et avant le calcul, les conditions initiales devront être générées, et ceci passe par la génération des pressions interstitielles et celle des contraintes effectives.

Le calcul du modèle de référence est défini en 6 phases dans l'ordre (figure 3.6), comme suit :

Phase 1 : Excavation et la construction de la structure.

Phase 2 : Mise en place des parois de soutènement.

Phase 3 : Excavation de la tranchée supérieure et mise en place du 1^{er} ancrage.

Phase 4 : Excavation de 2 tranchée et mise en place du 2^{ème} ancrage.

Phase 5 : Excavation de la 3^{ème} tranchée.

Phase 6 : Construction du radier.

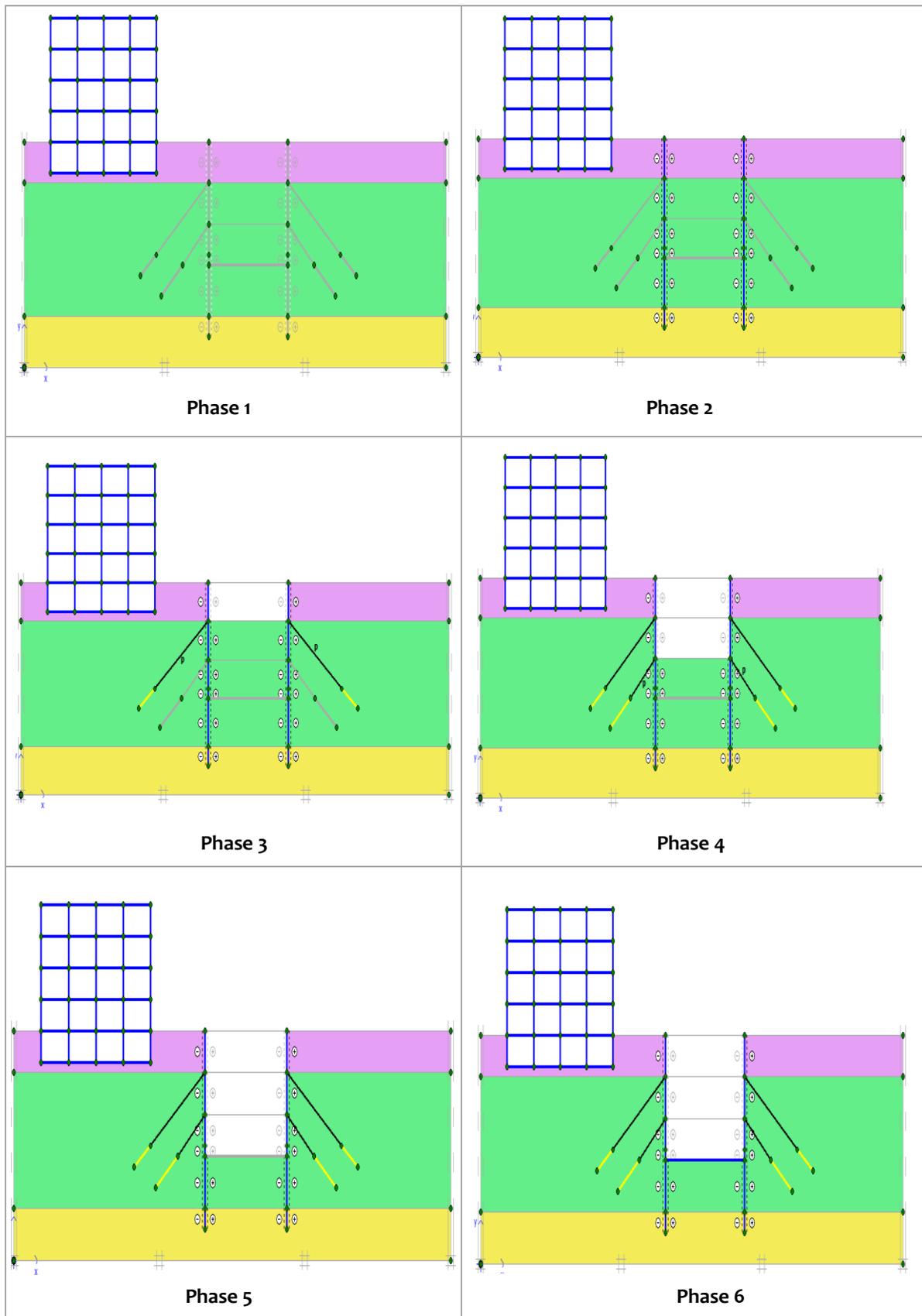


Figure 3.6. Phases du calcul de l'exemple retenu

3.3.3.2 La déformée du maillage

Les déplacements totaux et le maillage déformé estimés numériquement sont représentés sur la figure 3.7.

On remarque un tassement différentiel au niveau de la structure (la valeur est plus importante à l'extrémité droite du bâtiment) causé par l'excavation.

En parallèle, nous avons décelé une certaine déformée de l'écran qui est de forme trapézoïdale : celle-ci est dû à l'incrémentation de contrainte apportée par le bâtiment et à l'insuffisance des efforts appris par les tirants d'ancrages.

De plus, étant dit, l'état de contrainte qui était initialement au repos (k_0) a changé pour arriver à un état de contrainte en équilibre limite (k_a, k_p) ainsi les pressions latérales sous le bâtiment ont diminué ceci a favorisé le tassement du bâti au voisinage du paroi moulée.

Il semblerait que l'ancrage en pieds est surdimensionné et n'apporte pas la sécurité nécessaire.

On voit apparaître un soulèvement du fond de fouille qui pourrait être dû à une éventuelle contre butée.

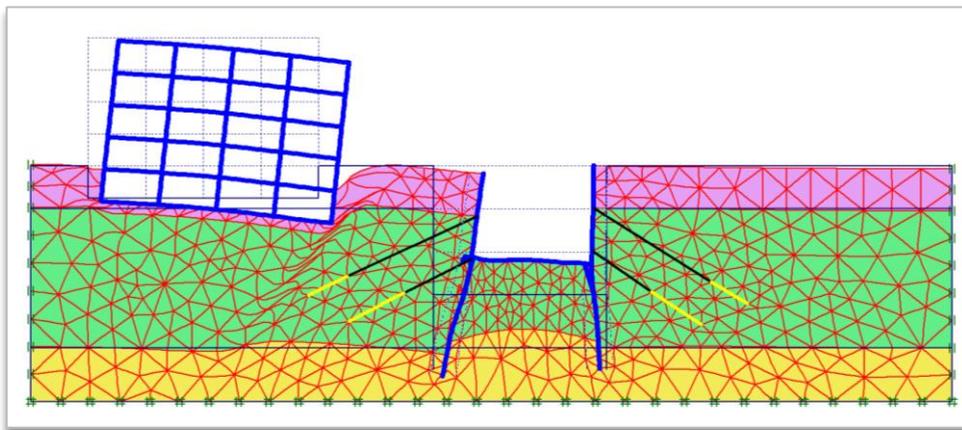


Figure 3.7 Déformée du maillage

3.3.3.3 Les déplacements verticaux

Nous présentons ci-dessous la distribution des déplacements verticaux (figure 3.8), on note un tassement différentiel de la structure variant de 6 à 46mm et un soulèvement vertical du sol sous le radier de l'ordre de $U_y = 8\text{cm}$ se manifestant lorsque le sol derrière la paroi est chargée.

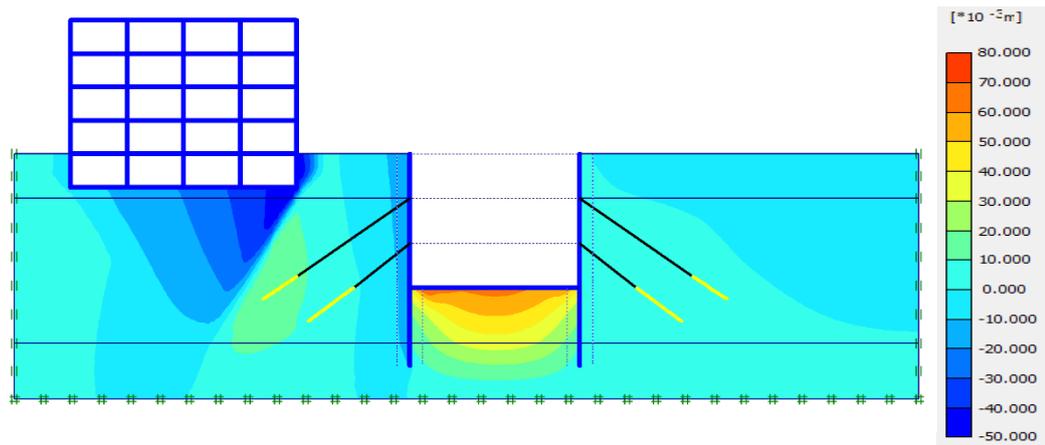


Figure 3.8 Distribution des déplacements verticaux

3.3.3.4 Les déplacements horizontaux

La figure 3.9 présente la synthèse des profils des déplacements horizontaux des sols obtenus après l'excavation ($U_{x_{max}} = 8\text{cm}$) où le plus grand déplacement est à la tête de la paroi moulée du côté gauche influencé par la présence du bâtiment.

D'après la même figure, le déplacement horizontal du bâti est environ 5cm à la base du bâtiment.

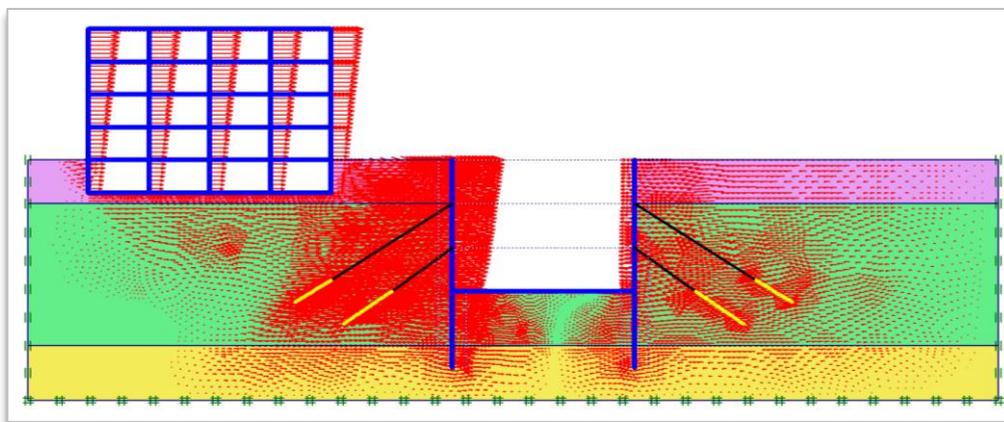
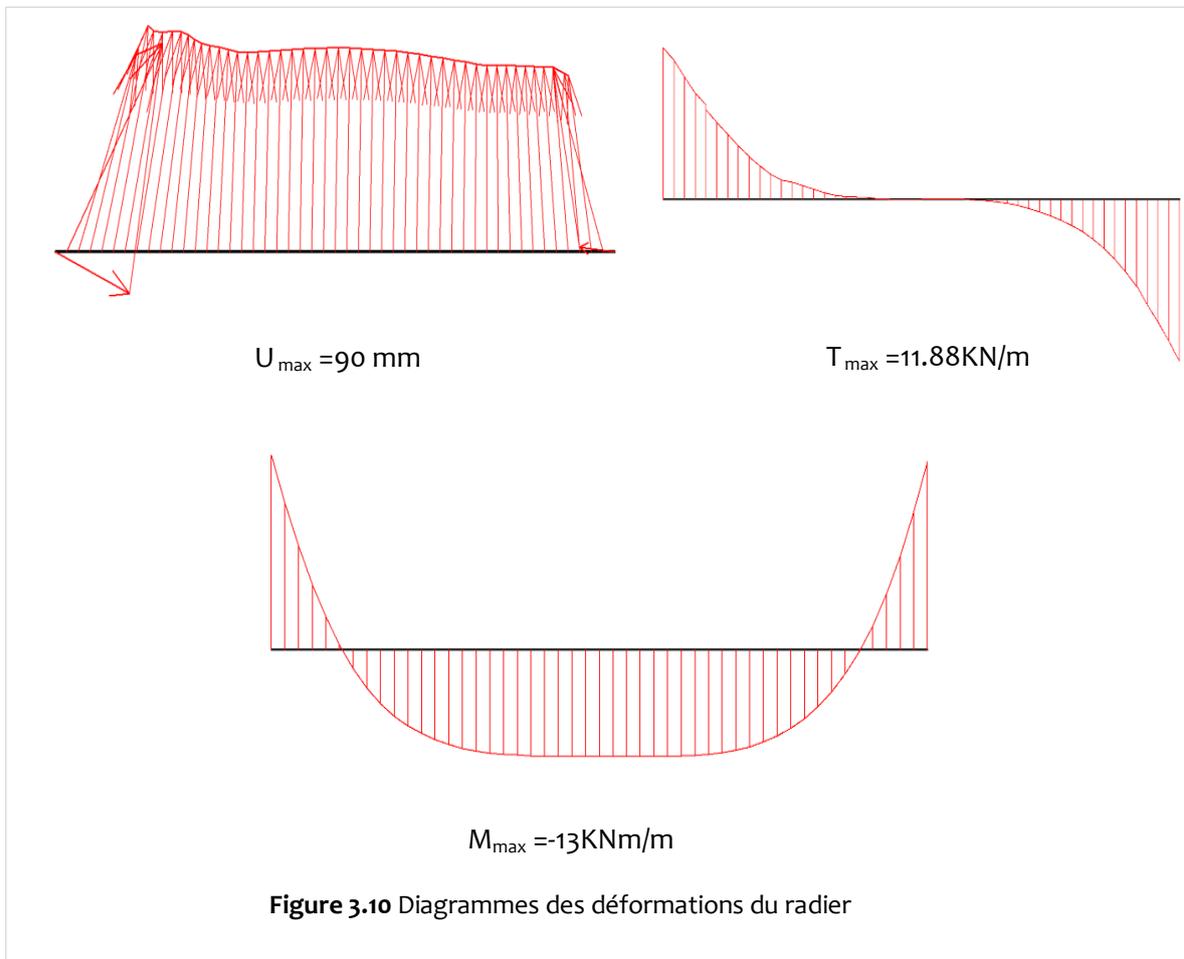


Figure 3.9 Distribution des déplacements horizontaux

3.3.3.5 Diagrammes de déformations des éléments structuraux (radier, paroi moulée)

Dans ce paragraphe, on s'intéresse au comportement du radier (figure 3.10) et à la déformation des parois moulées représentées sur la figure 3.11 au biais des déplacements, des efforts tranchants et des moments fléchissant.



D'après les diagrammes ci-dessous (figure 3.11), on remarque que les deux parois se déforment de la même manière mais non pas de la même valeur où on note des valeurs maximales sur la paroi gauche de l'excavation à cause de la structure en surface qui peut être considérée comme une pression horizontale appliquée sur la paroi gauche. Ceci qui nous permet de juger que l'emplacement du bâti a une influence primordiale sur les déformations de ces parois d'où la nécessité de trouver des solutions.

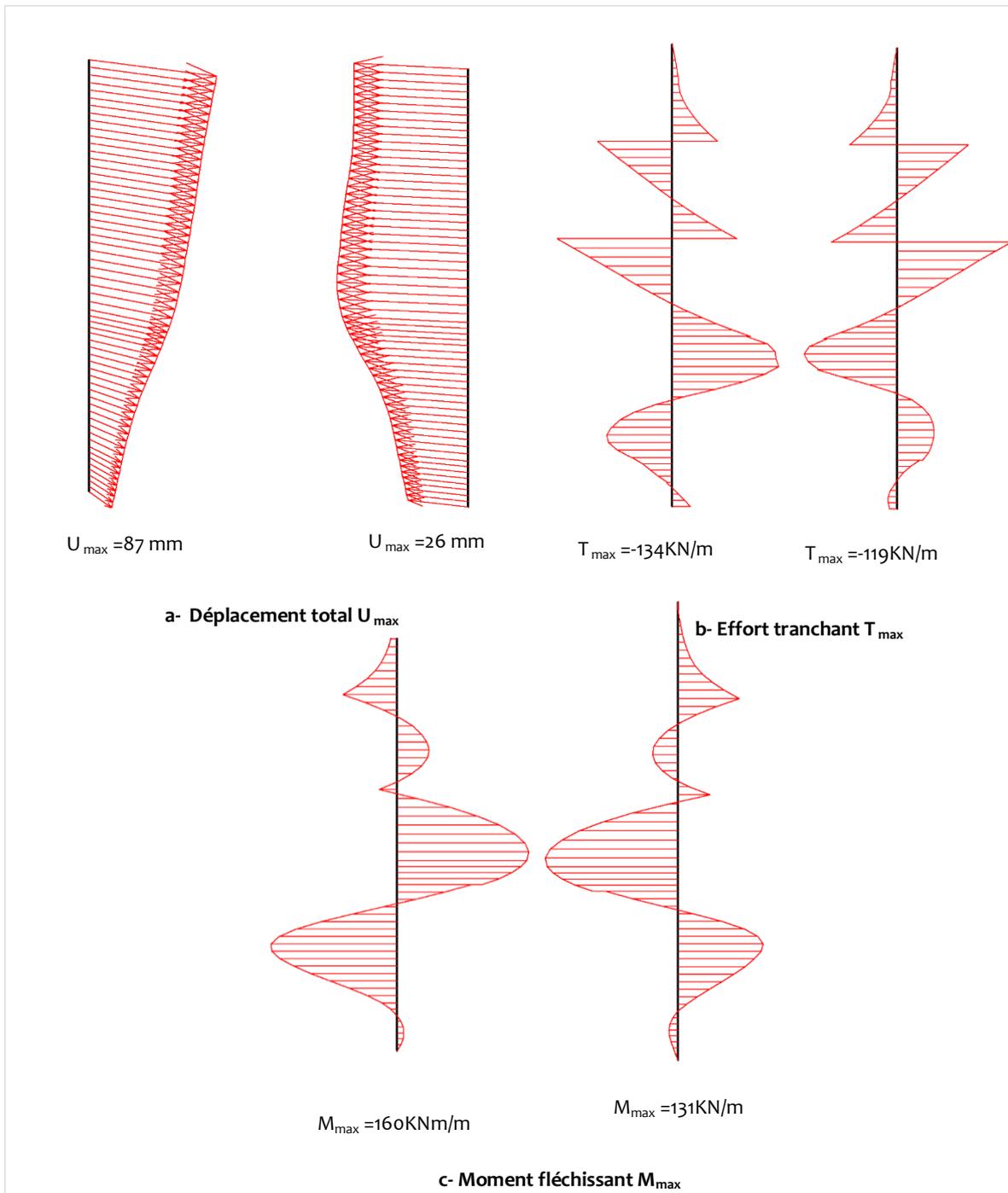


Figure 3.11 Diagrammes des déformations des parois moulées

3.3.4 Modélisation de l'excavation en tranchée couverte

La modélisation de l'excavation en tranchée couverte suit les mêmes étapes qu'en tranchée ouverte mais on prend en considération la dalle de couverture et un remblayage au-dessus de la dalle avec le même sol excavé en amont.

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds, le nombre d'éléments est de 748 éléments et le nombre des nœuds est de 6317 nœuds.

3.3.4.1 Présentation des phases de calculs

Cette modélisation a été réalisée en huit étapes différentes, afin de reproduire avec précision la procédure sur le terrain. Il est illustré sur la figure 3.6 et comprend, brièvement :

Phase 1 : Excavation et la construction de la structure.

Phase 2 : Mise en place des parois de soutènement par activation des éléments de poutres.

Phase 3 : Excavation de la 1^{er} couche et mise en place du 1^{er} ancrage.

Phase 4 : Mise en place de la dalle de couverture.

Phase 5 : Excavation de la 2^{ème} couche et mise en place du 2^{ème} ancrage.

Phase 6 : Excavation de la 3^{ème} couche.

Phase 7 : Mise en place du radier.

Phase 8 : Remblayage de la couverture.

3.3.4.2 La déformation du maillage

Nous allons représenter les résultats des deux phases 7 et 8 qui illustrent la déformation de l'ensemble (figure 3.12) :

1. À la septième phase, la dalle de couverture se déplace verticalement vers le haut, contrairement à la 8^{ème} phase montrant un tassement, normalement, causé par la mise du remblai.
2. Aussi, on remarque un soulèvement du radier causé par le refoulement du sol sous l'action de la pression des terres latérales et la perte de poids vertical stabilisant le fond de la fouille.
3. De même, une certaine déformation au niveau des parois moulées latérales se présente.
4. Un tassement du bâti adjacent s'est produit en parallèle.

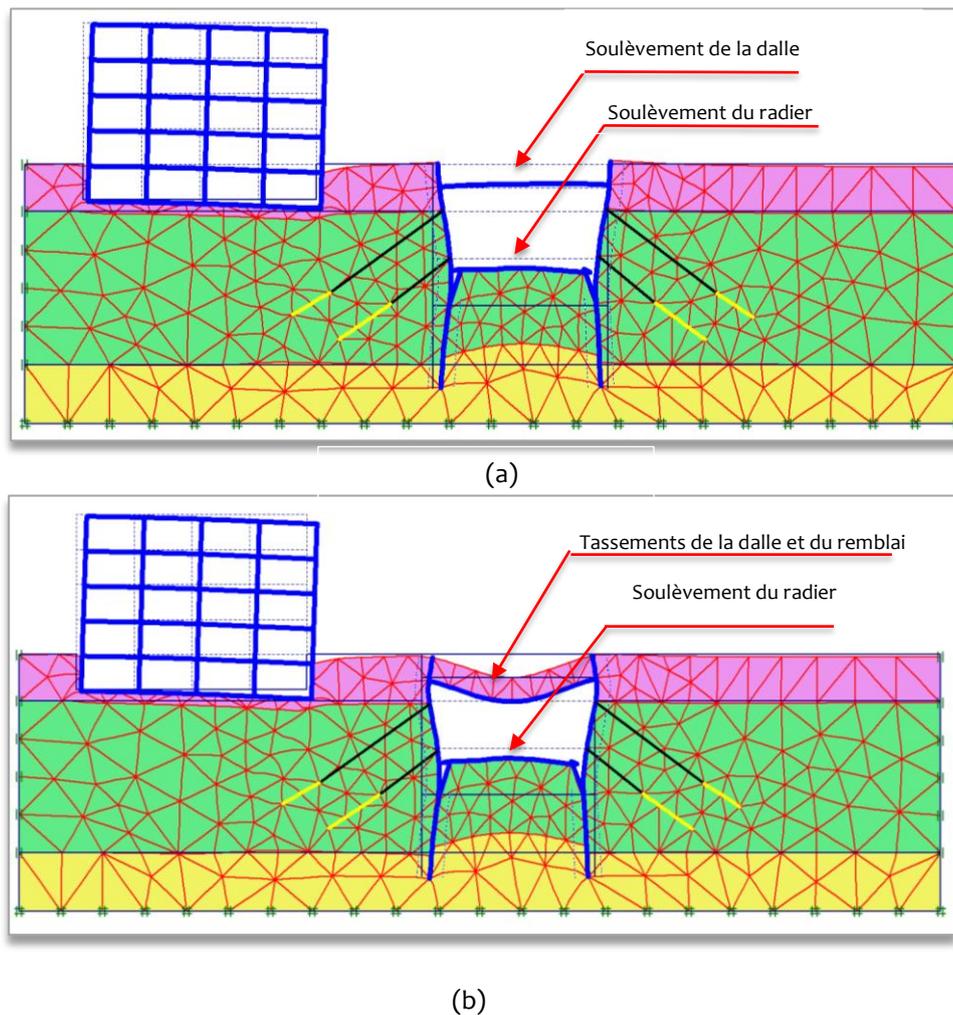


Figure 3.12 Déformées du maillage :

(a) Phase 7

(b) Phase 8

3.3.4.3 Les déplacements verticaux

La figure 3.13 illustre une distribution des déplacements verticaux permettant ainsi de distinguer les différentes déformations qui régissent de la construction de la tranchée couverte. Les remarques suivantes ont été distinguées :

1. Un soulèvement du radier de 6cm causé par le déplacement des parois moulées vers l'intérieur.
2. Un tassement du remblai et de la dalle de couverture d'environ 5cm.
3. Un tassement différentiel du bâtiment variant de 10mm à l'extrémité gauche jusqu'à 22mm à l'extrémité droite du bâti causé par l'excavation.

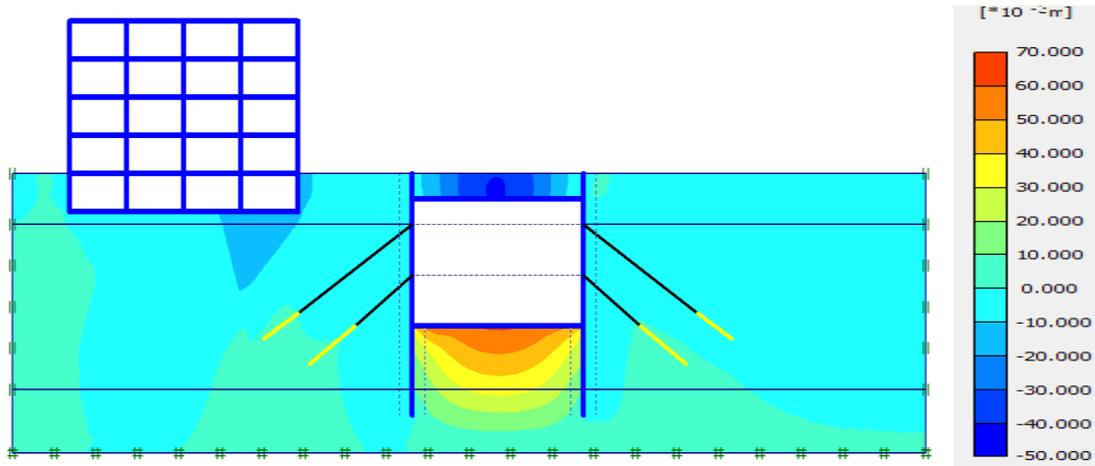


Figure 3.13 Distribution des déplacements verticaux

3.3.4.4 Les déplacements horizontaux

On voit clairement à travers la figure 3.14 ci-dessous que la paroi gauche se déplace latéralement vers la fouille. Ce déplacement est de l'ordre de 4cm marqué sous le deuxième ancrage.

Parallèlement, on remarque que le bâtiment a subi lui aussi, un déplacement horizontal dans le même sens de l'ordre de 16mm.

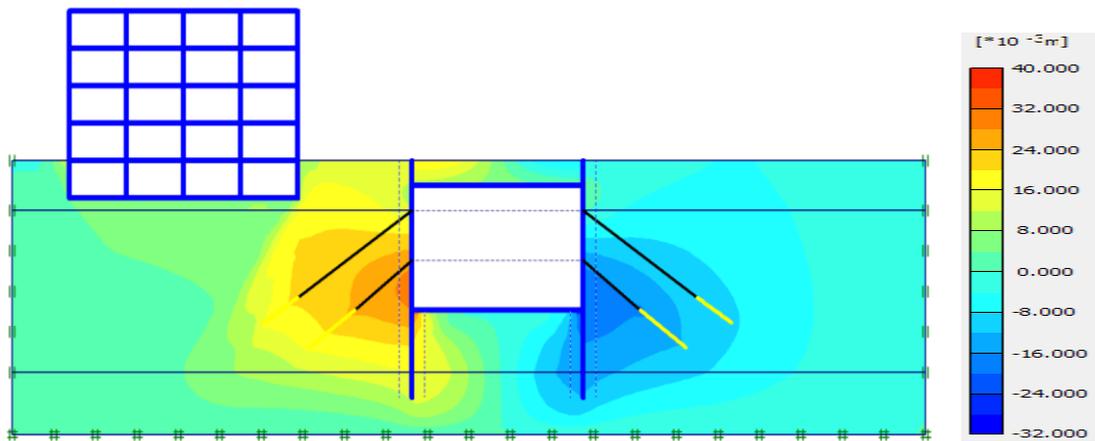


Figure 3.14 Distribution des déplacements horizontaux

3.3.4.5 Diagrammes de déformations des éléments structurels (Radier, Parois moulées)

Nous présentons dans ce qui suit le comportement du radier sur la figure 3.15 et les déformations des parois moulées sur la figure 3.16 à travers des diagrammes de déplacement (U), effort tranchant (T) et moment fléchissant (M).

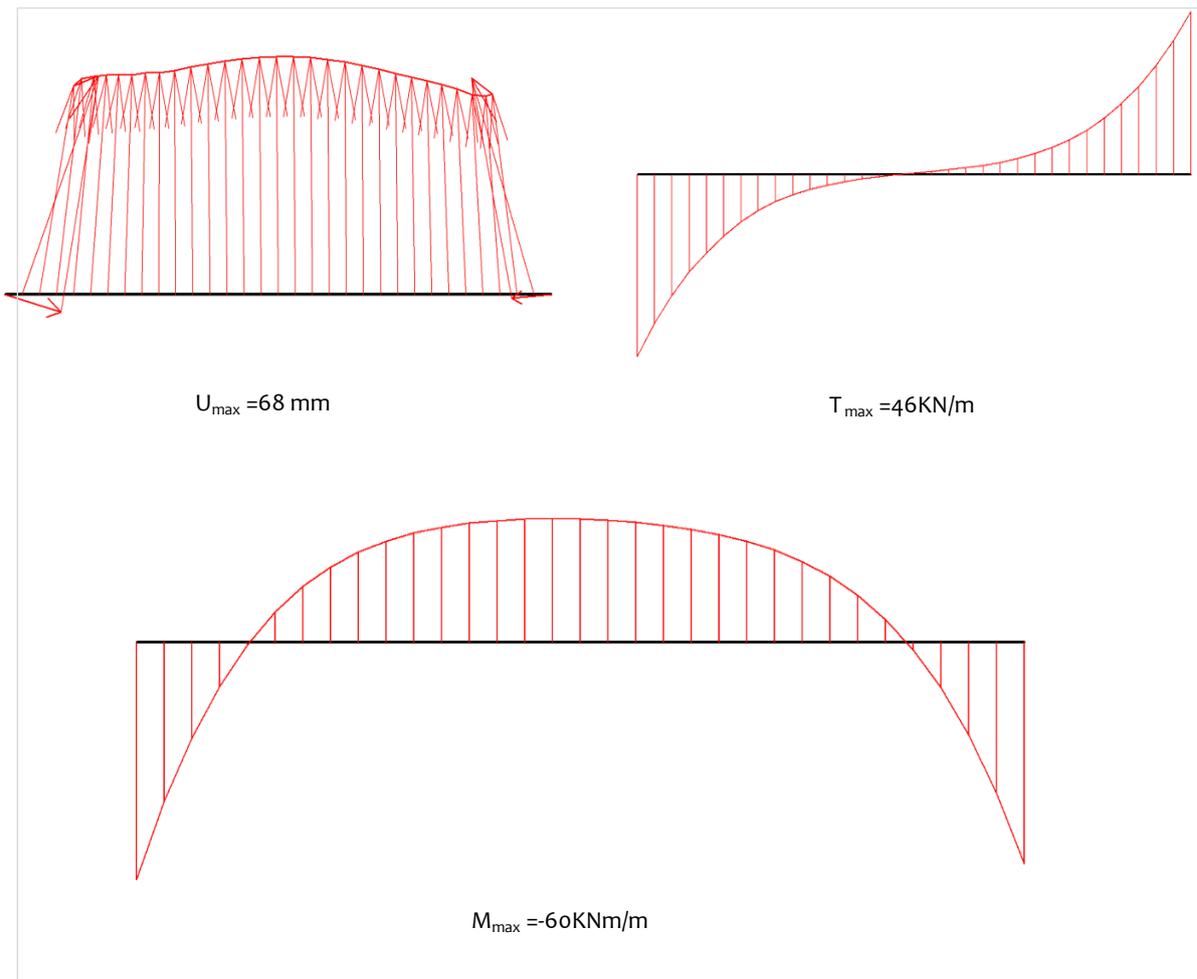


Figure 4.15 Diagrammes des déformations du radier

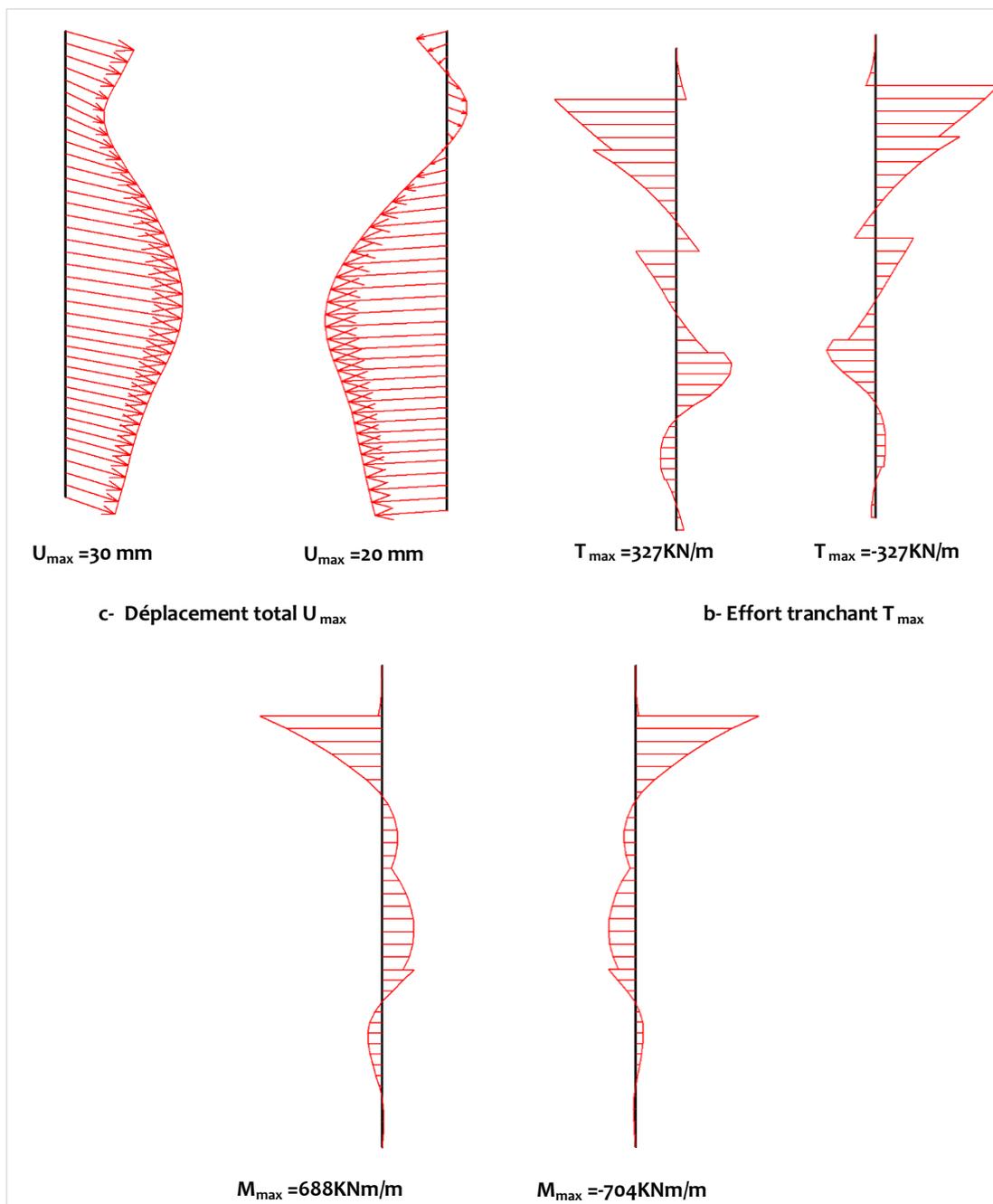


Figure 3.16 Diagrammes des déformations des parois moulées

3.3.5 Comparaison des déplacements engendrés par les excavations en tranchée ouverte et couverte

Afin de mieux comprendre les variations du comportement du sol sous l'excavation, nous avons décidé de tracer différentes courbes en vue de faire des comparaisons entre les résultats.

Les deux types de modélisation pour illustrer les variations des déplacements de la tranchée ouverte et couverte ont été présentés sur les figures qui suivent :

3.3.5.1 Interprétation des déplacements verticaux en surface

Dans cette partie, nous allons discuter du déplacement vertical au niveau de la surface en faisant une coupe (A-A') à $Y=22$ mètres. On remarque que le déplacement causé par la réalisation de la tranchée couverte est moins important que celui de la tranchée ouverte.

- La courbe (1) montre un soulèvement de quelques millimètres sur une distance s'étalant sur 5m et un tassement à partir de $x=50$ m.
- La courbe (2) illustre le tassement de 4cm du remblai de couverture qui s'annule à $x=50$ m.
- Aussi, on remarque que les deux cuvettes de tassement s'apparentent parfaitement à partir de 50m s'arrêtant à 80m probablement causé par les limites du modèle.

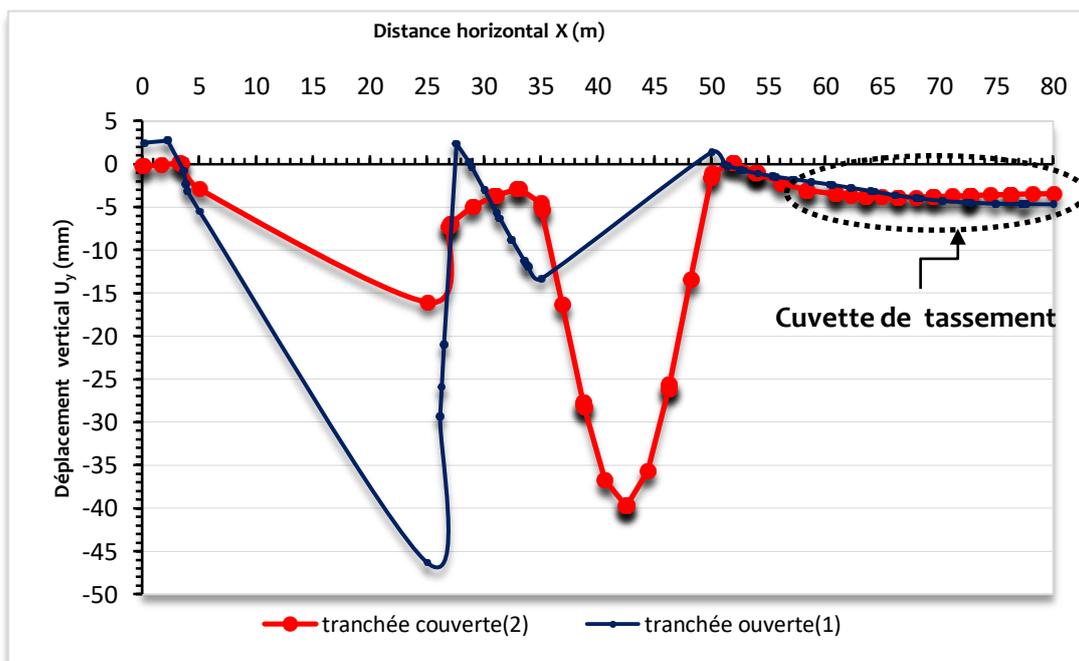


Figure 3.17 Déplacements verticaux au niveau de la surface

Dans le but de connaître quelle zone correspond à notre modèle, nous allons tracer la courbe de Peck (cf. paragraphe 3.3.1).

La figure 3.18 montre la cuvette de tassement derrière la paroi (B) (s'étalant sur $2i = 12$ m). En la comparant à celle décrite par Peck (figure 3.3), le résultat montre qu'on se trouve dans la zone I qui correspondant aux excavations dans les sables.

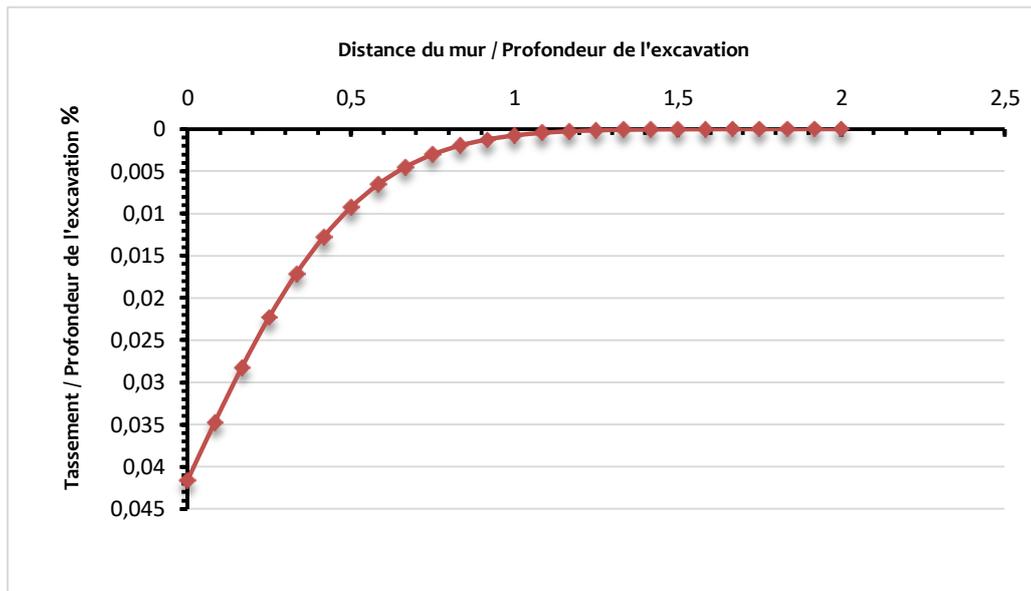


Figure 3.18 Forme du tassement derrière la paroi droite (B)

3. 3.5.2 Interprétation des déplacements verticaux du sol à Y=19m

En effectuant une coupe transversale à Y= 19m, nous obtenons les courbes ci-dessous (voir figure 3.19). Les points suivants ont été perçus :

- Au niveau des surfaces supérieures (environ 3m au-dessous de la surface naturelle) le sol subit un soulèvement quasi nul.
- Un tassement du bâti plus important dans le cas de la tranchée ouverte a été détecté par rapport à la tranchée couverte, nous expliquons ce résultat par l'absence de la dalle qui engendre des forces de butées en appliquant une compression latérale qui fait la diminution du tassement du sol soutenu.
- Concernant les tassements du sol entre le bâtiment et la tranchée, la courbe (1) montre un tassement d'environ 1,5 cm et la courbe (2) de 1 cm.
- Les tassements derrière la paroi droite sont quasiment nuls.

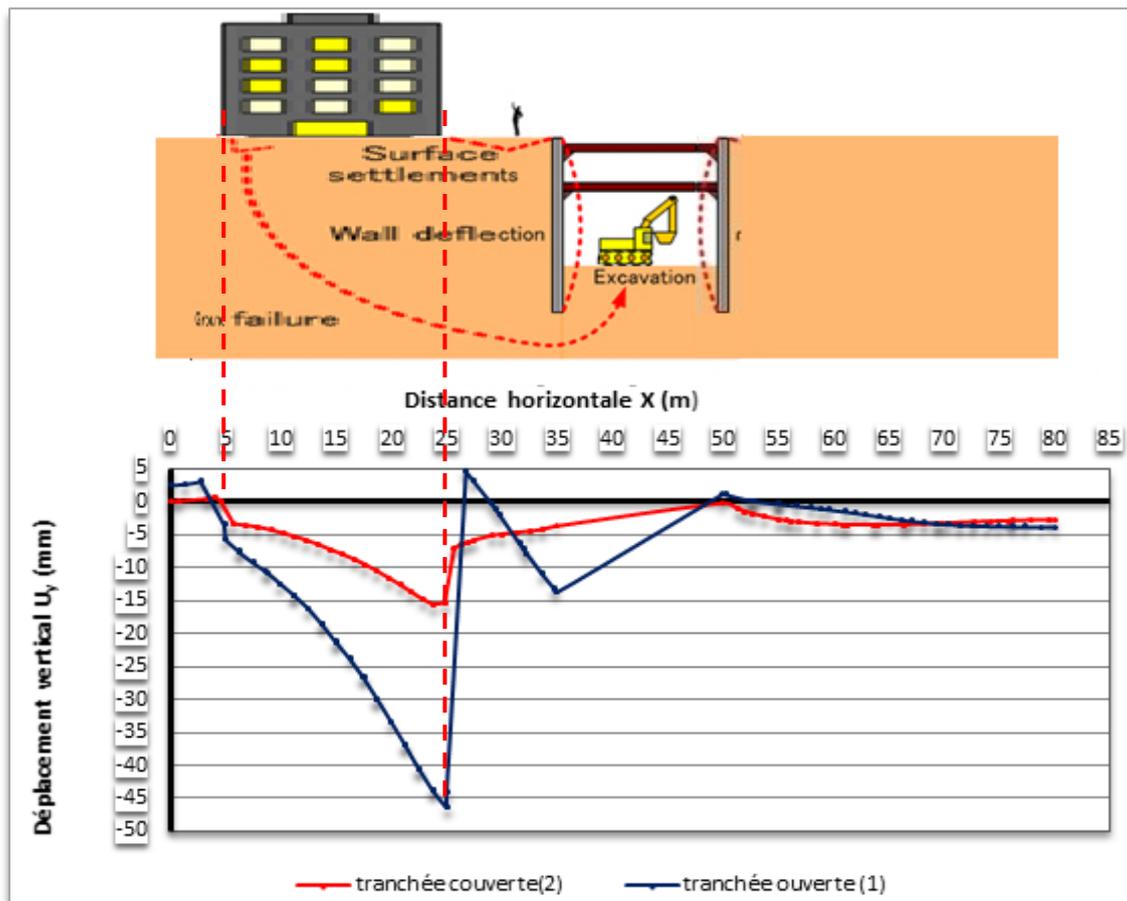


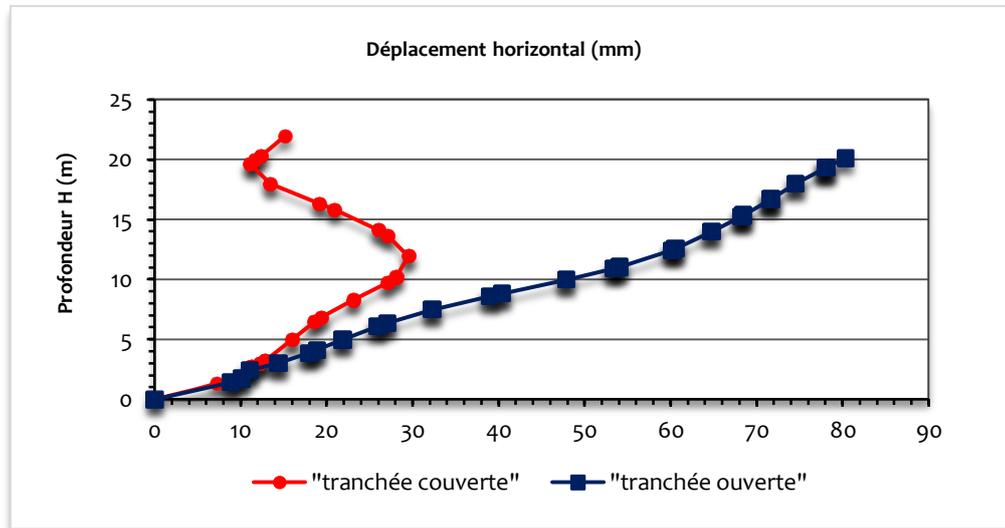
Figure 3.19 Déplacements verticaux à $y = 19$ m

3. 3.5.3 Interprétation des déplacements horizontaux des parois

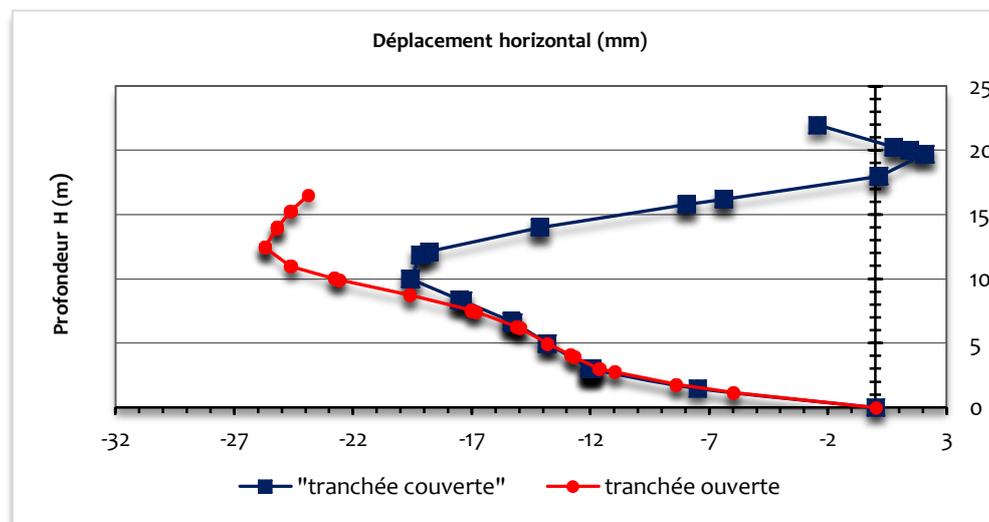
En coupant verticalement au niveau des deux parois (A) et (B) des deux tranchées couverte et ouverte (Cf. figure 3.4), les résultats concernant l'évolution des déplacements horizontaux en fonction de la profondeur ont été obtenus (voir figure 3.20) :

- On constate que les déplacements horizontaux sont plus importants dans le cas de tranchée ouverte.
- Comme on peut apercevoir de grandes amplitudes du déplacement horizontal sur la paroi (A) par rapport à la paroi (B) ceci est dû à l'augmentation des pressions de poussées latérales subit par le bâti à proximité.
- Dans le cas de l'excavation en tranchée couverte à des profondeurs de 10 et 20m, on a observé une certaine diminution des déplacements horizontaux causé par le radier et la dalle de couverture ; cette observation permet de penser que ces derniers jouent le rôle du buton.

- L'allure des courbes des deux simulations est inversement proportionnelle à la profondeur du sol montrant ainsi la diminution des déplacements horizontaux en allant en profondeur.



La paroi (A)



La paroi (B)

Figure 3.20 Déplacements horizontaux

3. 3.5.4 Interprétation des déplacements verticaux sous le radier

La figure 3.21 montre Le mouvement du sol à $y = 9m$ qui permet d'examiner le comportement du radier par la suite.

Sur la courbe de la tranchée couverte on constate que le sol ne subit pratiquement pas de mouvement le long de 35 mètres.

On remarque que la courbe représentant des mouvements de l'excavation en tranchée ouverte montre un tassement maximal du sol sous le bâtiment de 2cm suivi par un soulèvement de même amplitude. Sur ces deux courbes il est clairement constaté qu'un soulèvement surgit au-dessous du radier qui disparaît ensuite s'exprimant par l'annulation du mouvement (35 à 50m).

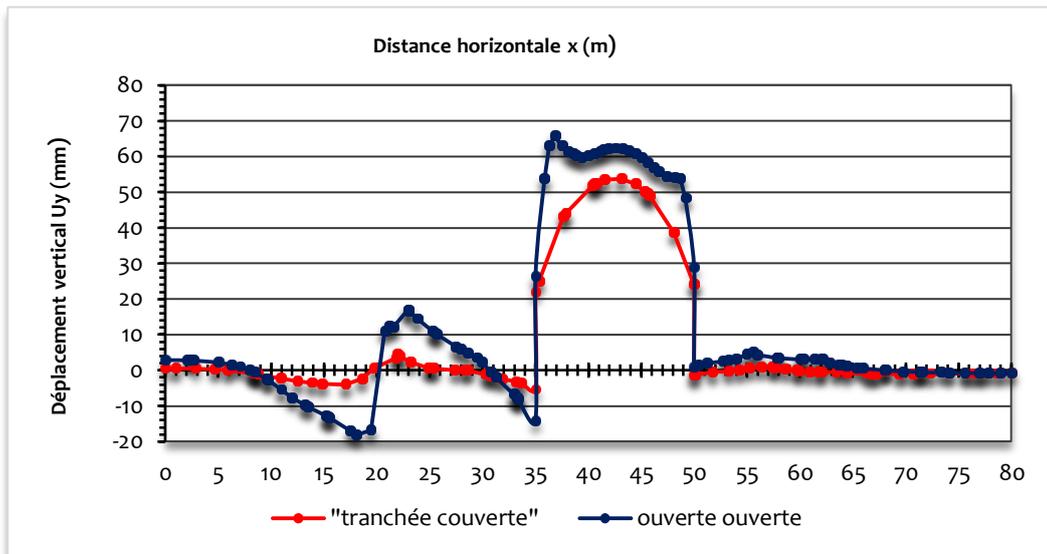


Figure3.21 Déplacements verticaux à $Y = 9.5$ m

3.4 MODÉLISATION DU MODÈLE GLOBAL

Les résultats trouvés précédemment (Chapitre 2 et ceux de ce chapitre) nous encouragent à aborder un 3ème modèle qui englobe les deux simulations (l'interaction structure-tunnel et structure-excavation en tranchée couverte) :

Ce cas d'étude se fait en raison de voir l'influence de l'exécution de différentes structures dans un milieu urbain, s'agissant de tunnel, de bâtiment en surface ainsi que d'une excavation. La géométrie du modèle est présentée sur la figure 3.22 ci-dessous :

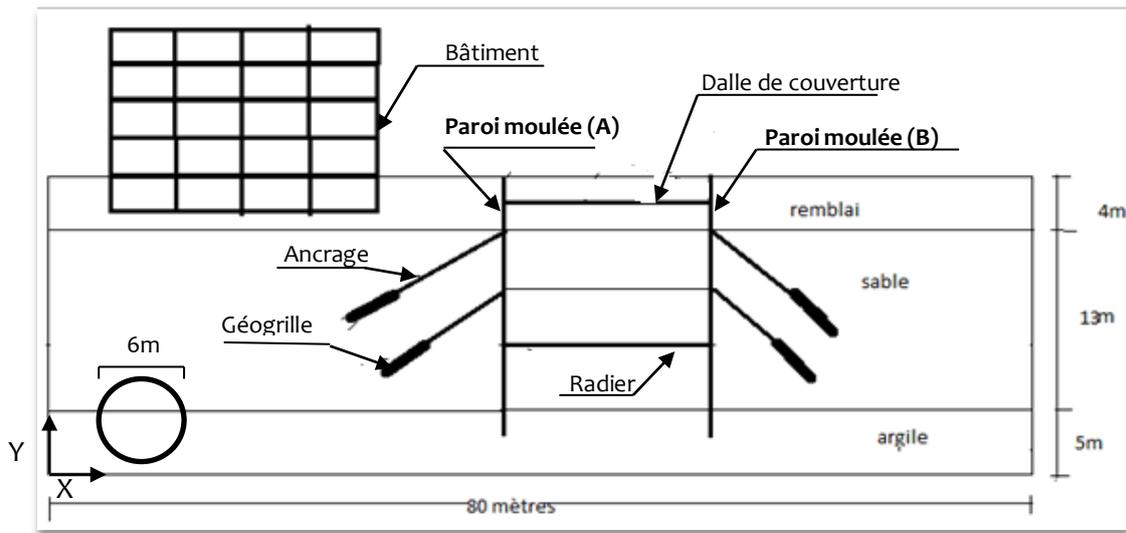


Figure 3.22 Définition du problème de calcul (3^{ème} cas d'étude)

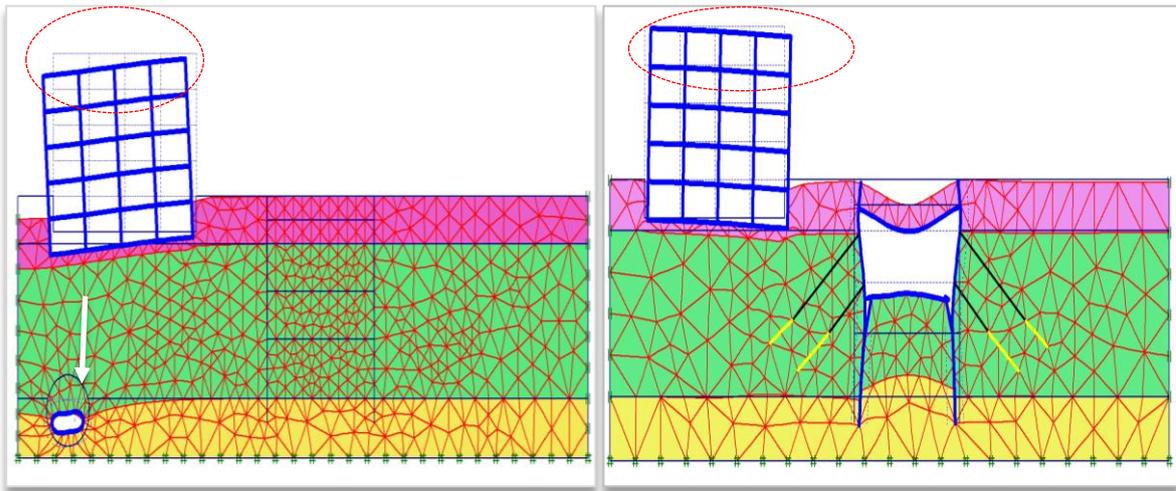
3.4.1 Résultats obtenus

La figure 3.23 présente la déformée du maillage du modèle global étudié ; les observations suivantes ont été décelées :

- Dans la première partie (voir chapitre 2) où le tunnel était creusé préalablement (avant la construction de la tranchée couverte), la structure avait tassé d'une façon différentielle de 2cm dans le sens du centre de la cuvette.
- En revanche, dans le deuxième cas d'étude (modèle 2), le déplacement de la structure était plus important dans le sens de l'excavation.
- L'assemblage de ces deux simulations dans un modèle dit modèle global fait apparaître une nouvelle forme de tassement, c'est comme si le creusement de cette tranchée a permis un certain équilibre pour la structure avec une amplitude de tassement plus importante par rapport aux deux modèles.

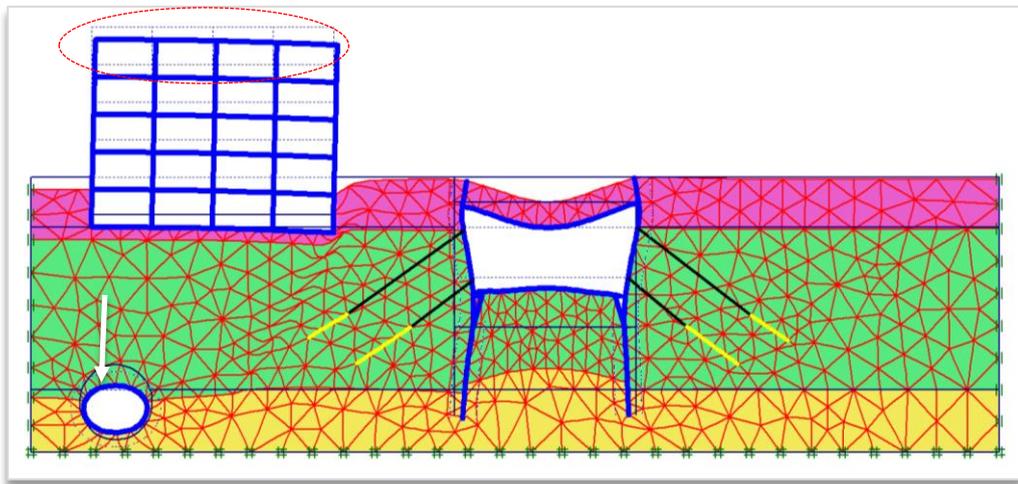
Concernant le tunnel, on remarque que les déplacements horizontaux ont été réduits par la construction de la tranchée, on voit un certain refoulement qui a tendance à converger vers le centre du tunnel au niveau des pénédroits.

Les paragraphes qui suivent dressent des explications bien détaillées pour éclaircir les mouvements engendrés dans le modèle global.



(a) Modèle 1

(b) Modèle 2



(c) Modèle global

Figure 3.23 Déformée du maillage

3.4.2 Comparaison entre les mouvements des trois modélisations

Grâce aux courbes issues du calcul numérique de mouvement (déplacement horizontal et vertical) nous allons expliquer de manière globale le comportement des différentes structures.

Par la suite, une comparaison entre les trois modélisations (modélisation de creusement de tunnel, de l'excavation à ciel ouvert et le modèle global) serait nécessaire pour mieux comprendre l'interaction entre ces ouvrages et l'influence des constructions en tranchées.

3.4.2.1 Interprétation des déplacements verticaux du sol à Y=19m

En faisant une coupe horizontale (A-A') à la distance vertical Y =19m, on obtient l'allure de la courbe de tassement pour les trois modélisations citées précédemment où on remarque les points suivants sur la figure 3.24 :

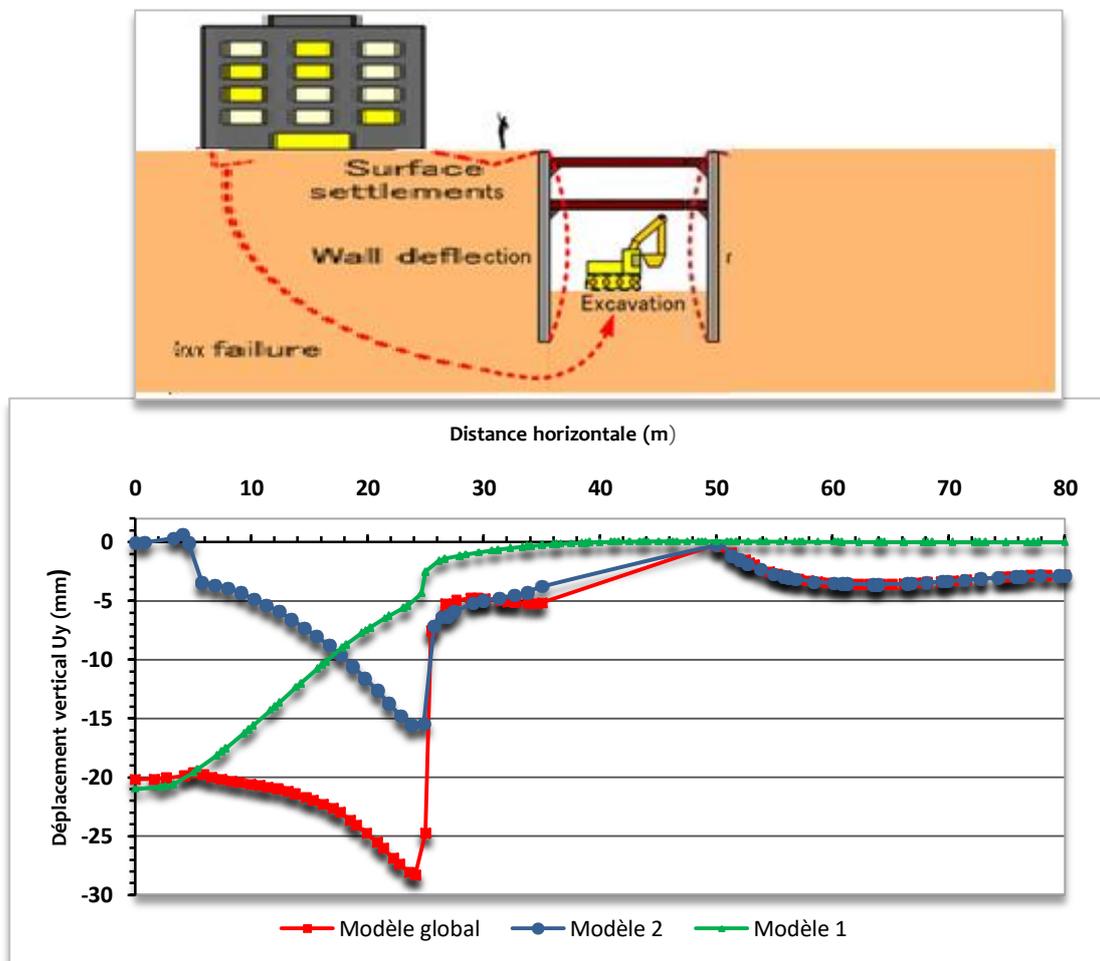


Figure 3.24 Déplacement vertical à Y

- Sur la courbe du modèle global l'augmentation du tassement différentiel variant de 2 à 3cm est clairement visible sur le long de la largeur du bâtiment par rapport aux autres courbes, ceci montre la réaction du bâtiment à l'existence du tunnel au-dessous.
- Les deux courbes de (modèle 2, modèle global) s'apparentent parfaitement derrière la paroi droite (B), donc nous pouvons conclure que la présence du tunnel n'a aucune influence à partir d'à peu près 30m : Une zone d'influence qui disparaît.

3.4.2.2 Interprétation des déplacements horizontaux du flanc droit du tunnel

Intéressons-nous maintenant aux évolutions des déplacements horizontaux du flanc droit du tunnel illustrés sur les deux courbes obtenues par une coupe (A-A') verticale à la distance horizontale $x=11m$ (figure 3.25).

Il est très important de remarquer que, pour le cas du modèle global, le fait d'excaver jusqu'à 12m de profondeur a fait apparaître une diminution de mouvement horizontal maximal au niveau du piedroit du tunnel de l'ordre de 4mm ; d'une part ceci est dû probablement à la technique d'excavation (l'excavation en tranchée couverte).

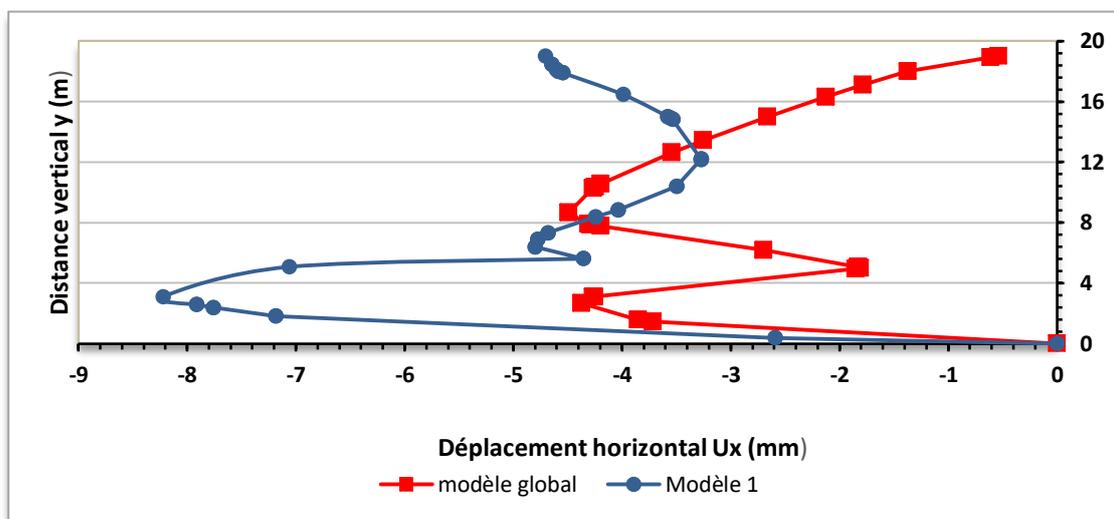


Figure 3.25 Déplacement horizontal au piedroit du tunnel

3.4.2.3 Interprétation des déplacements horizontaux des parois

La figure 3.26 illustre les déplacements horizontaux de la paroi moulée gauche (A) induits par l'excavation à ciel couvert sans l'existence du tunnel (modèle 2) et du modèle global.

À travers cette figure, on remarque qu'à partir de $Y=0$ à $Y=15m$; les deux courbes coïncident parfaitement.

En poursuivant l'évolution du déplacement horizontal on perçoit une certaine incrémentation des amplitudes des déplacements horizontaux (environ 5mm), ces variables sont plus importantes dans l'intervalle $Y \in [15; 22]$ m, cela laisse à penser que l'augmentation du tassement de la structure (figure 3.24) causée par la présence du tunnel augmente le déplacement de la paroi moulée (A).

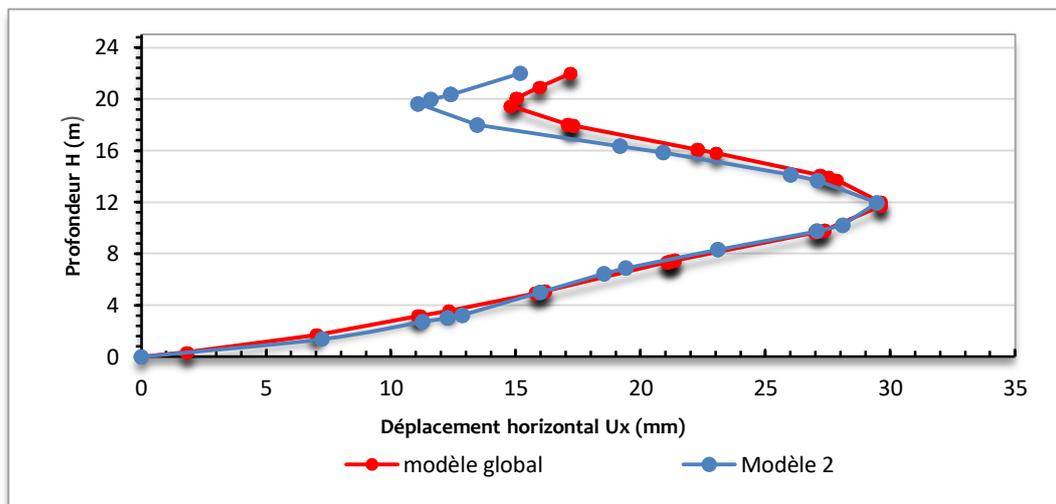


Figure 3.26 Déplacement horizontal du paroi (A)

3.4.2.4 Interprétation des déplacements verticaux sous le radier

En ce qui concerne la comparaison des évolutions des déplacements verticaux au niveaux de la clé du tunnel et du radier à la fois (et ceci en effectuant une coupe horizontale (A-A') à $Y=9$ m), la figure 3.27 traduit les remarques suivantes :

- On y voit clairement l'apparition de la cuvette du tassement en clé du tunnel sur la courbe du modèle global similaire à celle du modèle 1.
- De même, les deux courbes (modèle global et modèle2) ont la même allure après avoir passé les 20m horizontale, d'autre part, on constate, que les trois courbes concordent parfaitement à partir des 50m.
- À notre avis, ceci nous a paru peut-être expliqué, par la disparition de la zone d'influence à une distance de 13 mètres.

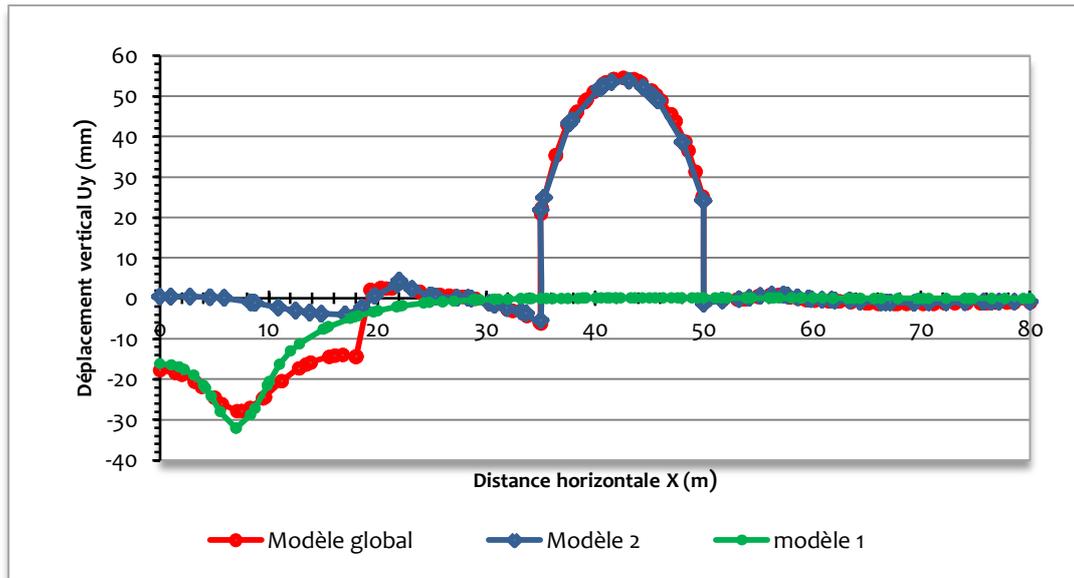


Figure 3.27 Déplacement vertical au niveau de la clé du tunnel et du radier

3.5 ANALYSE DES RÉSULTATS DES TASSEMENTS ADMISSIBLES

Cette partie a été dédiée à l'analyse des tassements de la structure pour les trois modélisations en vue d'une comparaison et d'une vérification de nos résultats. Rappelons que l'Eurocode 7 mentionne des valeurs admissibles des tassements différentiels entre appuis voisins jusqu'à 20mm. Il est à préciser en parallèle que des tassements totaux et différentiels supérieurs peuvent être admis à condition que les rotations relatives restent dans des limites admissibles. Ces résultats sont résumés dans le tableau (3.4).

Tableau 3.4 Tassement entre appuis successive et la rotation relative

Valeurs admissible (Eurocode 7)			Résultats trouvés				
Tassement entre appuis voisins	20 mm		Distances entre appuis (m)	5-10	10-15	15-20	20-25
			Modèle 1 (mm)	3,85	3,96	3,6	4,14
			Modèle 2 (mm)	1	4	4	3
			Modèle global (mm)	1	1	3	3
Rotation relative	Déformations architecturales 1/2000-1/300	Déformations structureux 1/150	Modèle 1	0,00077			
			Modèle 2	0,0006			
			Modèle global	0,0004			

D'après les résultats de ces trois modélisations, on constate que les rotations relatives sont dans l'intervalle $1/2000-1/300$ ce qui implique que la structure est faiblement influencée dans les deux modélisations interaction structure-tunnel et structure-excavation à ciel ouvert. En revanche, dans le modèle global, le bâti ne subit aucune déformation. Donc, il est susceptible que le bâti montre des déformations architecturales que dans les deux premiers modèles.

3.6 CONCLUSION

Les ouvrages nécessitant la réalisation d'une excavation ne peuvent être conçus de façon rationnelle que si l'ingénieur est capable d'estimer les perturbations susceptibles d'être causées aux constructions voisines. Nous avons rassemblé dans ce chapitre quelques résultats de mesures des mouvements associés à la construction de différents types de soutènements dans divers natures de sols.

Ensuite, nous avons abordé le deuxième cas d'étude de simulation numérique d'une excavation en tranchée ouverte : Des déplacements horizontaux au niveau des parois moulées plus importants que ceux des excavations en tranchée couverte se sont manifestaient et le même résultat été remarqué dans les amplitudes des valeurs des déplacements verticaux (soulèvement du radier et le tassement de la structure).

La suite des simulations concerne l'étude du troisième cas appelé « modèle global » qui regroupe les deux modélisations : la première est celle du chapitre 2 et la deuxième simulation concerne l'excavation en tranchée couverte. Dans le modèle global, la présence du tunnel sous l'immeuble à proximité de la fouille excavée ne montre aucun impact sur l'exécution de la tranchée couverte. Cependant il a influencé la structure en surface causant ainsi l'incrémentation du tassement au-dessous de la structure. En revanche, l'excavation a affecté le tunnel en réduisant son déplacement horizontal aux niveaux des flancs ; ceci est dû au mouvement du sol vers la fouille.

À cet égard, Il apparaît clair que la zone d'influence du tunnel préexistant peut affecter les ouvrages en surface au- dessus et se limite après avoir dépassé certaine distance (30 mètres dans notre cas).

CONCLUSION GÉNÉRALE

La construction des ouvrages souterrains entraîne une modification de l'équilibre préexistant 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 endommagements lorsqu'il s'agit d'ouvrages réalisés en site urbain.

Le présent travail a eu pour objet d'étudier la réponse du terrain aux interactions structures- excavations et à l'estimation des tassements induits dans un milieu urbain. Dans ce cadre, l'analyse par éléments finis en deux dimensions est un moyen efficace pour étudier l'influence de creusement des ouvrages souterrains et d'analyser les déplacements induits par la construction dans un milieu environnant, et par là, d'estimer l'impact des travaux sur les structure avoisinantes.

Afin de mieux positionner notre travail, nous avons commencé par réaliser une synthèse bibliographique des travaux réalisés dans ce domaine et d'exposer un certain nombre de résultats et de travaux récents ainsi que de méthodes de calcul.

Sachant qu'en site urbain, le creusement présente plus de soucis vu les phénomènes interaction sol-structures, des analyses numériques de deux techniques de creusement ont été investies (la technique pressurisée et la méthode Autrichienne) afin d'étudier leurs influences sur l'ampleur des tassements en surface et d'en conclure un choix optimal ; la présente étude a décelé que les déformations du terrain causées par le creusement pressurisé sont relativement faibles devant ceux induits par la méthode Autrichienne, ce qui souligne l'efficacité de cette méthode de creusement par rapport à la méthode Autrichienne qui a provoqué des déplacements plus importants.

De même, les études ici présentées ont montré que le creusement perturbe les conditions initiales du terrain encaissant de telle sorte que la surface de l'excavation devient instable, ce qui peut induire des déplacements latéraux et verticaux au niveau de la structure.

Nous avons aussi montré à travers ce travail que pour un projet donné il faut tenir compte de plusieurs facteurs, telles que les conditions initiales du sol, la profondeur, le diamètre de

l'ouvrage, et l'environnant pour bien choisir la méthode de réalisation adéquate (à ciel ouvert ou en souterrain).

L'analyse numérique de l'excavation à ciel ouvert est considérée comme l'un des problèmes d'interaction structure-sol les plus compliqués à résoudre par un ingénieur en géotechnique. De ce fait, les tassements de surface et les déformations latérales des soutènements et leur influence sur la structure adjacente ont été étudiés et comparés.

De même, on avait vu à travers ce mémoire que pour la réalisation des excavations à ciel ouvert, deux possibilités sont présentes : soit la tranchée est excavée à l'air libre puis des dalles sont construites à l'intérieur de l'excavation, soit la dalle supérieure est d'abord coulée, et, à son abri, on déblaye la tranchée et on aménage la structure. Cette dernière méthode permet de rendre rapidement la surface du terrain à la circulation et engendre moins de déplacements et des déformations à ceux de la construction en tranchée ouverte grâce à la dalle de couverture qui offre une butée supplémentaire.

De même, il a été observé que l'existence de tunnel sous l'immeuble n'a pas eu d'impact sur l'exécution de la tranchée couverte réaction qui peut être causée par la distance entre les deux ouvrages (hors zone d'influence). Cependant l'exécution de la fouille a créé un refoulement au niveau des flancs du tunnel.

Face à la demande croissante d'excavations à ciel ouvert dans les zones urbaines, il devient impératif de disposer de systèmes de support bien conçus pour les excavations garantissant non seulement leur stabilité, mais également la prévention contre les dommages des bâtiments et voiries et réseaux publics adjacents en raison des déformations potentiellement excessives du sol.

La conception optimale d'un système de support pour les ouvrages souterrains doit inclure l'évaluation des déformations induites à l'aide d'approches empiriques / semi-empiriques et de méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis pour valider les résultats de l'approche empirique et semi-empirique. Ainsi, le calcul rétroactif devrait être la partie obligatoire de la recherche géotechnique du site et la conception géotechnique devrait se poursuivre jusqu'à la fin du projet.

Le travail présenté dans ce mémoire n'est qu'une étape dans l'étude de la modélisation des effets de creusement sur un bâti en surface, il nous semble qu'il pourrait être prolongé de telle façon à :

- Traiter l'influence des pressions interstitielles dans le massif de sol parce que la présence d'une nappe phréatique est très souvent le cas le plus défavorable.
- Effectuer une étude paramétrique qui met en œuvre la position du tunnel par rapport à la construction en tranchée couverte ainsi que l'emplacement de l'immeuble par rapport à ces deux derniers
- Analyser l'effet des types des fondations sur la forme de la cuvette du tassement.

BIBLIOGRAPHIE

1. Abderrahmane A., Bensalah A. (2016). Influence du creusement d'un tunnel sur le comportement du sol sous les fondations d'une construction en surface. Mémoire de master, Université Aboubekr Belkaid – Tlemcen, Algérie.
2. AFTES (1995). Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain. Revue Tunnels et Ouvrages Souterrains, vol. 132, pp. 373-395.
3. AFTES (2002). Tunnels et ouvrages souterrains. N° 170, pp 51-104
4. Arafati N. (1996). Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol Application à la modélisation des ouvrages de soutènement. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
5. Aristaghes P., Autuori P. (2002). Calcul des tunnels au tunnelier, pp. 31-39, (bouygues TP challenger 78065 saint Quentin en Yvelines).
6. Atahan C. (1995). Modélisation numérique du creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier à pression de boue. Thèse de doctorat, Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES/ENPC-LCPC).
7. Bakri B. (2016). Développement d'un modèle analytique d'interaction sol structure pour l'étude du comportement mécanique des structures soumises à un mouvement de terrain – influence des déformations de cisaillement et de la plasticité. Thèse de doctorat, Université de Lorraine.
8. Bahri A. Z., Boumezoued A. (2013). Creusement d'un tunnel à ciel ouvert Cas: Métro d'Alger. Mémoire de master, Université Abderrahmane Mira - Bejaia, Algérie.
9. Basile F. (2014). Effects of tunnelling on pile foundations. Japanese geotechnical society, Soils and Foundations, 54, pp. 280–295.
10. Bekkari H. (2013). Retro-analyse tridimensionnelle d'un tunnel instrumenté à faible profondeur. Mémoire de fin d'étude, Université Mohamed khider - Biskra, Algérie.
11. Bel J., Branque D., Wong H., Viggiani G., Lozacco N. (2016). Impact du creusement d'un tunnel sur des fondations profondes: étude sur modèle réduit de tunnelier EPB. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur.
12. Bel J. (2018). Modélisation physique de l'impact du creusement d'un tunnel par tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes. Thèse de doctorat, Université de Lyon.
13. Benmebarek N., Benmebarek S., Kastner R. (2003) .Modélisation numérique par rétro-analyse du comportement des parois moulées butonnées. N° 102, pp. 31-42.
14. Berabez A., Bourbet H. (2015). Dimensionnement du soutènement d'un tunnel routier Cas du tunnel sis à SIDI AICH. Mémoire de master, Université Abderrahmane Mira – Bejaia, Algérie.
15. Bernat S. (1996). Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble. Qualification sur chantier expérimental. Thèse de doctorat, Ecole Nationale de Lyon.
16. Bernat S., Cambou B., Kastner R., Ollier C., Dubois P., Guibert G. (1997). Tunnel à faible profondeur- Instrumentation sur site et modélisation, pp. 1493- 1496.
17. Berthoz N. (2012). Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés. Thèse de Doctorat, L'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat.
18. Bebot Courtoi S. P. (1999). Reconnaissance des sols à l'avancement lors d'excavation par tunnelier: utilisation d'une méthode fondée sur les résistivités électriques. Thèse de doctorat, Université de Lille.
19. Bhatkar T., Barman D., Mandal A., Usmani A. (2017). Prediction of behaviour of a deep excavation in soft soil: a case study. International Journal of Geotechnical Engineering, Vol.11 .N° 01, pp. 10-19 .DOI: 10.1080/19386362.2016.1177309.

20. Bogaert P. (2006). Les tunnels de la trémie d'accès à la gare souterraine d'ANVERS, TUNNELS ET OUVRAGES SOUTERRAINS. N° 193, pp. 7-14.
21. Boscardin M. D., Cording E. J. (1989). Building response to excavation-induced settlement. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, vol. 115, No° 01, pp. 1-21.
22. 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.
23. Bousbia N. (2016). Interaction entre ouvrages souterrains. Thèse de doctorat, université de 20 août 1955 - Skikda, Algérie.
24. Boutarra Z. (2013). Étude de l'impact du creusement d'un tunnel en site urbain sur le tassement des structures en surface - Modélisation numérique-. Thèse de doctorat, Université de Benbouali - Chlef, Algérie.
25. Burd H. J., Hously G. T., Augarde C. E., Liu G. (2000). Modelling tunnelling- induced settlement of masonry buildings. Proceeding of the Institution of Civil Engineers- Geotechnical Engineering, vol. 143, pp. 17-29.
26. Chogueur A., Zadjou A. (2015) Modélisation numérique et analyse du comportement d'un écran de soutènement autostable avec fondation ancrée dans le sol soutenu. 33eme Rencontres Universitaires de Génie Civil, Bayonne, France.
27. Caudron M., Mathieu P., Emeriault F., Al Heib M. (2004). Effondrement de cavités souterraines et interaction avec les ouvrages en surface: approche expérimentale sur modèle analogique bidimensionnel. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, pp 435-442.
28. CENTRE DES ETUDES DES TUNNELS (C.E.TU) (2015). Guide de l'inspection du civil des tunnels routiers. Livre 2: Catalogue des désordres.
29. CENTRE DES ETUDES DES TUNNELS (C.E.TU) (1998). Dossier pilote des tunnels génie civil. Section 1: introduction. Section 3: conception et dimensionnement. Section 4: procédés de creusement et de soutènement.
30. CENTRE DES ETUDES DES TUNNELS (C.E.TU) (2006, 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.
31. CENTRE DES ETUDES DES TUNNELS (C.E.TU) (2011). Dossier pilote des tunnels. Environnement N°05.
32. Chogueur A., Zadjou A. (2013). Modélisation numérique et analyse de comportement d'un écran de soutènement autostable. 31^{èmes} Rencontres de l'AUGC, E.N.S. Cachan.
33. CIMbéton (centre d'information sur le ciment et ses applications). Le béton dans les tranchées couvertes. T99.
34. C.S.T.C (recherche, développe, informe) (2014). Exécution des parois moulées .Info fiche 70.02
35. Daudibertier P. (2011). Etude de l'impact d'un projet tunnelier sur les structures et infrastructures existantes, Projet fin d'étude, INSA Strasbourg.
36. De Coster B., Potamianos K., Gathon R., Houaiss F. (2012). Techniques de construction de tunnels en milieu urbain. U.L.B. – Faculté des Sciences Appliquées.
37. Demagh R., Emeriault F., Kastner R. (2013). Modélisation 3D du creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé dans les sols surconsolidés. N° 142.
38. Demay B. (2011). Module « ouvrages souterrains » Les tunneliers. École nationale des ponts et chaussées, Centre des hautes études de la construction.
39. Demay B., Leroi B. (2003). Stabilité du front de taille et prévision des tassements sur le tunnel VL1 SOCATOP A86. N° 103.
40. 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.
41. Diffellah N., Rahal H. (2016). Modélisation numérique par la méthode des éléments finis d'un tronçon du tunnel (cas métro d'Alger-la ligne Ain Naadja -Beraki) .Mémoire de master, Université Abderrahmane Mira - Bejaia, Algérie.

42. Dimmock P., Mair R. (2008). Effect of building stiffness on tunnelling-induced ground movement. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23, pp. 438–450 (www.sciencedirect.com)
43. Djenane M., Hamami M., Hammoud F. (2009). Modélisation numérique de l'effet de la construction d'un ouvrage souterrain sur les terrassements en surface. Application au Métro d'Alger. *Revue Nature et Technologie*. N°01, pp. 89-99.
44. Dolzhenko N. (2002). Etudes expérimentale et numériques de modelé rendit bidimensionnel du creusement d'un tunnel, Développement d'une loi de comportement spécifique. Thèse de doctorat, INSA de Lyon, France.
45. EL Houari N. (2008). Modélisation numérique de la réponse mécanique au voisinage des tunnels dans les sols saturés par Plaxis. Thèse de magister, Université Aboubekr Belkaid - Tlemcen, Algérie.
46. EL Houari N. (2015). Contribution à l'étude mécanique et hydraulique des tunnels en configuration tridimensionnelle. thèse de doctorat, Université Aboubekr Belkaid - Tlemcen, Algérie.
47. 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.
48. 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.
49. 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
50. 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.
51. 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.
52. 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.
53. ENPC –Ouvrages Souterrains (2013-2014) 3^{ème} Séance, 1^{ère} partie: Estimation des tassements.
54. Farrell R., Mair R., Sciotti A. (2014). Building response to tunneling. *Soils and Foundations*, N° 54, pp. 269–279.
55. Gilleron N. (2016). Méthode de prévision des tassements provoqués par le creusement des tunnels urbains et influence des présoutènements. Thèse de doctorat, Université Paris-Est, France.
56. Gilleron N., Bourgeois E. (2018). Modéliser une cuvette de tassement au tunnelier réaliste à l'aide d'une loi de comportement adaptée. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Champs-sur-Marne*, pp. 1-8
57. Gouw T. L. (2011). Deep excavation failures, can they be prevented? .International symposium on sustainable geosynthetics and green technology for climate change (SGCC), Binus University.
58. Greze F. (1991). Tassements de surface en cas d'utilisation d'un tunnelier à front pressuré. Centre d'Etudes des Tunnels (C.E.TU) à BRON.
59. Guide de l'inspecteur IQOA (2014). tranchées et couvertures .Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement.
60. Guide sur la conception générale du génie civil des tranchées couvertes (2002). Service d'études techniques des routes et autoroutes
61. Guilloux A., Kazmierczak J., Kurdts A., Regal G. (2014). Stabilité et renforcement des fronts de taille des tunnels: une approche analytique en contraintes-déformations.
62. Hammoum S. (2017). Modélisation numérique du comportement mécanique d'une excavation à grande profondeur à l'aide d'une loi d'érouissage tenant compte des effets du temps – application à la mine West Wood .Mémoire de magister, Université de Montréal.

63. Hage chehade F., Chehade W., Mroueh H. (2010), Interaction excavation profonde – structure: Aspects numériques dans les cas Bi et Tri-Dimensionnels, pp. 451-458
64. Horodecki G.A., Dembicki. E. (2002). Impact of deep excavation on nearby urban area L'influence d'une excavation profonde sur le terrain urbain voisin. Department of Geotechnics and Applied Geology, Gdask University of Technology, Poland.
65. Hounyevou Klotoe M. E. C. (2017). Modélisation de l'influence des techniques de présoutènement sur les tassements provoqués lors du creusement des tunnels peu profonds. Thèse de doctorat, Université Paris- Est, France.
66. Idris J. (2007). Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains – Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. Thèse de doctorat, Nancy Université - institut national polytechnique de Lorraine.
67. 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 de doctorat, Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale de l'INSA de Lyon.
68. Jenck O., Dias D. (2004). Analyse tridimensionnelle en différences finies de l'interaction entre une structure en béton et le creusement d'un tunnel à faible profondeur, INSA Lyon – Unité de Recherche en Génie Civil, équipe Géotechnique, France. N° 08, pp. 519–528.
69. Kaçar O. (2007). 3d finite element modelling of surface excavation and loading over existing tunnels. Thesis (PhD). Middle east technical university. Graduate school of natural and applied sciences.
70. Khadka S. S., Maskey R. K. (2017) .Stability analysis and design of rock support for tunnel and cavern of kathmandu university geo-lab. Kathmandu University. Journal of science, engineering and technology, vol. 13, pp. 1-19.
71. Kheffache T. (2007). Modélisation du creusement d'un tunnel en milieu urbain cas du métro d'Alger. Mémoire de magistère, Université Abderrahmane Mira – Bejaïa. Algérie
72. Kastner R. (1995). Tassements engendrés par la réalisation d'ouvrages souterrains. Les Annales de la recherche urbaine, Les annales de la recherche urbaine. N° 66, pp. 128-130.
73. Katzenbach R. Lepplaa S., Voglerb M., Seipb M., Kurzeb S. (2013). Soil-Structure-Interaction of Tunnels and Superstructures during Construction and Service Time Procedia Engineering 57, pp. 35-44.
74. Keshuan M., Lieyun D. (2008). Finite element analysis of tunnel–soil–building interaction using displacement controlled model. 7th WSEAS Int. Conf. On applied computer et applied computational science (ACACOS '08), Hangzhou, China, pp. 306-311.
75. Keita A. M. T. (2017). Caractérisation et modélisation d'une phase de creusement d'un tunnel: cas du Tunnel d'Ait Yahia Moussa - wilaya de Tizi-Ouzou. Mémoire de master, Université Abderrahmane Mira - Bejaia, Algérie.
76. Kitchah F. (2012). Etude numérique de la stabilité d'une section du tunnel t4 de l'autoroute est - ouest .Mémoire de magister, Université de Batna , Algérie.
77. Kitchah F. (2017), Contribution à la modélisation numérique du front de tunnel renforcé par boulonnage, Thèse de doctorat, Université de Mohamed Khider – Biskra, Algérie.
78. Kitchah F., Benmebark S., Annane A. (2015). Modélisation bi- et tridimensionnelle par éléments finis d'une excavation soutenue: cas d'un rideau de palplanches butonné. Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie. N° 20, pp. 91-100.
79. Deltares. (2009). Déformations and damage to buildings adjacent to deep excavations in soft soils. 1001307-004-GEO-0002.Pages 143.
80. Korff M. (2012). Response of piled buildings to the construction of deep excavations. Doctoral dissertation. University of Cambridge.
81. Lahmadi A. (2006). Étude paramétrique de l'interaction entre ouvrages: tunnel – bâtiment – excavation. Thèse de magistère, Université El Hadj Lakhdar-Batna, Algérie.

82. Lavergne C. (2016). Modélisation numérique de tunnels de métro dans les massifs rocheux sédimentaires de la région de Montréal. Mémoire de magister, Université de Montréal.
83. Lunardi P. (1999). Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols: proposition d'une nouvelle approche, N° 86, pp. 19-35.
84. Maleki M., Sereshteh H., Mousivand M., Bayat M. (2011). An equivalent beam model for the analysis of tunnel-building interaction Impact Factor: 1.49, DOI: 10.1016/j.tust.2011.02.006, pp. 524-533
85. Mair R. J., Taylor R. N., Burland J. B. (2015). Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnel – ling.
86. Marco D. B., Edward J. C. (1989). Building réponse to excavation-induced settlement. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 115, No° 01.
87. Martin F., Desmorat R., Saitta A. (2006). Courbe de convergence d'un tunnel pour un modèle phénoménologique d'endommagement. N° 116
88. Mroueh H. (1998). Tunnels en site urbain: Modélisation numérique et interaction creusement - ouvrages existants. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lille. France.
89. Mroueh H., Shahrour I. (2003). A full 3D finite tunneling-adjacent element analysis of structures interaction. Laboratory of Mechanics of Lille (uracnrs 1441).Computers and Geotechnics, N° 30, pp. 245-253.
90. Muthomi A. M. (2013). A Study of Deep Excavations and Excavation Support Systems in Soft Soils. University of Nairobi.
91. Nguyew P. D. (2003). Modélisation numérique des soutènements d'excavation. Thèse de doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussées.
92. Nguyen P. D., Bourgeois E., Delattre L., Magnan J. P. (2005). Deux modélisations par éléments finis d'écrans de soutènement instrumentés .Laboratoire des ponts et chaussées. RÉF. 4548, pp. 41-59.
93. Oulevey A. (2015). Tranchée couverte profonde en sols meubles. CEVA Lot 7, publication de la géotechnique suisse. N° 171, pp 61-73.
94. Potts D. M., Addenbrooke T. I. (1996). Twi tunnel construction- ground movements and lining behaviour. Geotchnical Aspects of Underground Construction in soft ground, City University, London, R. Mair & R. Taylor (eds), RotterdamAddenbrooke T. I., Potts D. M. (1996). Twi tunnel construction- ground movements and lining behaviour. Geotchnical Aspects of Underground Construction in soft ground, City University, London, R. Mair & R. Taylor (eds), Rotterdam
95. Pulmey S. (2007). Interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes. Thèse de doctorat, École polytechnique fédérale de Lausanne. EPFL
96. Pulmey S., Muttoni A., Vulliet L. (2006). Comportement, calcul et dimensionnement des tranchées couvertes. Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC, Suisse. 232 pages.
97. Purwodihardjo A. (2014). Modélisation des déformations différées lors du creusement des tunnels .Thèse de doctorat, Ecole centrale de Lyon.
98. Ralph W., Robert M. (2001). State of practice in the designof tall,stiff,and flexible tieback retaining walls.
99. Rhayma N., Talon A., Breul P., Goirand P. (2013). Vers une nouvelle méthodologie de notation des ouvrages souterrains RATP.
100. Rojat F. (2011). Comportement des tunnels dans les milieux rocheux de faibles caractéristiques mécaniques. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées.
101. Roux T., Fournier S. (2015). Approche globale et innovante de la conception technique et de la réalisation des couvertures. ANR – Programme Bâtiments et Villes Durables – CANOPEE – Tâche 5 – Cahier 5.
102. Sayed-Mohamed A. (2014). State of the art report: deformations associated with deep excavation and their effects on nearby structures. Ain Shams University- Égypte
103. Schlosser F., Magnan J.P., Holtz R.D. (1985). Construction geotechnique. N° 05, pp. 211-254.

104. Schneuwly D., Caloz R. (2004). Les modèles numériques. Geographic Information Technology Training Alliance (GITTA).
105. Serratrice J. F., Magnan J. P. (2002). Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traverse souterraine de Toulon. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 237, pp. 5-36.
106. Subrin D., Wong H. (2002). Stabilité du front d'un tunnel: marge de sécurité a la rupture et apport du boulonnage frontal. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Kastner; Emeriault, Dias, Guilloux (eds). Lyon.
107. Tanguay S. (2016). Etude de la stabilité d'une excavation à ciel ouvert par différentes approches – application au cas de la carrière Bedford. Mémoire de magister, Université de Montréal.
108. Touamria S. (2012). Modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel sur le comportement des superstructures sus-jacentes. Thèse de magistère, Université de Souk-Ahras, Algérie.
109. Tran Manh H. (2014). Comportement des tunnels en terrain poussant. Thèse de doctorat, Université Paris-Est, France.
110. Vanoudheusden E. (2007). Impact de la construction de tunnels urbains sur les mouvements de sol: Incidence du mode de pressurisation du front. XXV^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil.
111. Vannier-Feger O. (1992). Comportement et modélisation des ouvrages du site de Knutange: Tunnel du bois des chênes et parois clouée de la tranchée d'accès. Thèse de doctorat, Institut national polytechnique de Lorraine: Ecole nationale de géologie de Nancy : Laboratoire de Géomécaniques.
112. Vermeer P. A., Moller S. C. (2007). On numerical simulation of tunnel installation: Tunnelling and Underground Space Technology. (www.sciencedirect.com)