



Université Mohamed khider Biskra  
Faculté des sciences et de la technologie  
Département de génie civil et hydraulique  
Filière : génie civil  
Option : voies et ouvrages d'art

Réf : ...

Mémoire de fin d'études  
En vue de l'obtention du diplôme :  
Master

**Thème :**

***Retro-analyse tridimensionnelle d'un  
tunnel instrumenté à faible profondeur***

Préparé par :  
bekkari hadda

proposé et dirigé par :  
Dr. Houhou m. Nabil

Promotion : juin 2013

# *Remerciement*

Nous tenons tout d'abord à remercier Allah tout puissant qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail

Je tiens à remercier Dr HOUHOU Nabil mon encadreur pour m'avoir guidée pour la réalisation de cette thèse et le soutien scientifique qu'il m'a apportée.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

Ma reconnaissance va à toute ma famille qui m'a supporté durant cette période. Enfin, je salue tous mes collègues de génie civil et mes amis proches.

## **Résumé:**

L'analyse des Interactions entre les ouvrages de génie civil et les sols, et entre les structures en surface, est une préoccupation de plus en plus forte dans le domaine de la géotechnique, en particulier en milieu urbain lors de la construction d'ouvrage souterrain complexe à proximité de bâtiments existants ou de l'exécution de fouilles à proximités d'immeubles.

Le creusement des tunnels à faible profondeur dans site urbain, induire des mouvements de terrain qui sont susceptibles de provoquer des déformations et dans des cas extrêmes des dégâts importants aux structures en surface.

Ce mémoire traite une analyse numérique de l'effet du creusement d'un tunnel à faible profondeur et modélisation numérique 3D, Les résultats de ce modèle 3D sont confrontés avec ceux de la campagne de mesures in-situ ,dans le but de valider les caractéristiques géotechniques de sol et par conséquent de disposer de base utile pour le travail d'analyse en retour des différentes sections de mesure implantées dans des zones ou l'excavation du tunnel.

## ملخص

تحليل التفاعل بين المنشآت و التربة و البنايات هوانشغال يقوى أكثر فأكثر في مجال الجيوتقني و بالخصوص في الوسط الحضري. تشييد منشأ تحت الأرض تتجمع البنايات بالقرب منه شيء معقد.

حفر نفق قليل العمق قادر على إثارة تشوهات و خسائر مهمة في البنايات التي على سطح الأرض .

-هذا البحث يعالج التحليل الرقمي من حيث تأثير حفر نفق قليل العمق مع نمذجة رقمية ثلاثية الابعاد . نتائج هذا النموذج يتم مقارنتها بالقياسات التي أجريت في الموقع.

# Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## CHAPITRE 01

### Recherche bibliographique

#### Conception et réalisation des tunnels

1.1 Introduction .....	3
1.2 Conception et réalisation des tunnels.....	3
1.2.1 Définition et classification des tunnels .....	3
1.2.2 Etapes d'un projet de tunnel.....	5
1.2.3 Technique de creusement.....	5
1.2.4 Méthodes d'excavation .....	6
1.2.4.1 Le creusement à explosif.....	6
1.2.4.2 Le creusement mécanique d'attaque ponctuelle.....	7
1.2.4.3 le creusement mécanique d'attaque globale.....	9
1.2.5 Soutènements et revêtements.....	10
1.2.5.1 Soutènement.....	10
1.2.5.1.1 Les différents types de soutènement.....	10
1.2.5.2 Revêtement.....	11
1.2.5.2.1 Les différents types de revêtement.....	11
1.2.5.3 Etanchement des tunnels .....	11
1.3 Mouvements de sol lors du creusement d'un tunnel peu profond.....	13
1.3.1 Mécanisme physiques liés au creusement d'un tunnel.....	13

1.3.2 Méthodes empiriques et semi-empiriques.....	14
1.3.2.1 Cuvette de tassements transversale en surface .....	14
1.3.2.2. Cuvette de tassement longitudinal.....	16
1.3.2.3. Mouvements horizontaux.....	16
1.3.3 Perte de volume.....	17
1.4 Les différentes méthodes de calcul.....	18
1.4.1 Les méthodes empiriques et semi empiriques.....	18
1.4.2 Les méthodes analytiques.....	18
1.4.4 La méthode des réactions hyperstatiques.....	19
1.4.5 Méthode convergence-confinement .....	19
1.4.6 Les méthodes de calcul numérique .....	25
1.4.6.1 Géométrie et condition aux limites .....	25
1.4.6.2 Le comportement des matériaux constitutifs de massif .....	26
1.4.6.3 Modélisation tridimensionnelle de creusement d'un tunnel .....	26
1.6 Conclusion.....	26

## CHAPITRE 02

### Présentation du code numérique utilisé (Flac 3D)

2.1 Introduction .....	27
2.2 Méthode des différences finies explicite .....	27
2.3 Schéma de résolution explicite.....	27
2.4 Description du code numérique utilisé.....	28
2.5 Modèles de comportement utilisés.....	31
2.5.1 Modèle mohr-coulomb.....	31
2.5.1.1 utilisations du module volumique et de cisaillement.....	31

2.5.1.2. Fonction de charge et critères de rupture.....	31
2.5.1.3. Dilatance par cisaillement.....	33
2.5.1.4. Paramètres du modèle.....	34
2.6 Modélisation des éléments de structures.....	35
2.6.1. Modèle de comportement.....	35
2.6.2. Paramètres de l'élément poutre.....	35
2.7. Modélisation de l'écoulement.....	36
2.8. Conclusion .....	37

### **CHAPITRE 03**

#### **DESCRIPTION DE L'OUVRAGE**

#### **- CAS DE MÉTRO DE TOULOUSE-**

3.1 Introduction.....	39
3.2Description du projet .....	39
3.2.1. L'ouvrage et son site .....	39
3.2.2 Déroulement des travaux.....	41
3.2.3. Conditions géologiques .....	42
3.2.4. Plan d'instrumentation (dispositif expérimental) .....	43
3.3. Déroulement de la campagne de mesures.....	44

### **CHAPITRE 04**

#### **ANALYSE DES RESULTAS NUMERIQUE ET CONFRONTATIONLES MESURES**

4.1. Introduction.....	48
4.2. Hypothèses géométriques et géotechniques.....	48
4.2.1. Coupe géotechnique et géométrie de l’ouvrage.....	48
4.2.2. Caractéristiques géotechniques des matériaux.....	49
4.2.3. Caractéristiques mécaniques des soutènements.....	49
4.3. Les phases d’excavation mises en jeu sont les suivantes.....	49
4.4. Le maillage tridimensionnel .....	50
4.5 Résultat obtenus pour le modèle flac 3D.....	51
4.5.1 Mouvement dans une section transversale au creusement.....	51
4.5.2. Mouvement dans une section longitudinale au creusement.....	56
4.6 Étude de sensibilité : Influence du coefficient des terres au repos $K_0$ .....	57
4.7Etude de sensibilité : le paramètre d’élasticité E.....	61
4.7.1. Relations module d’Young – profondeur.....	61
4.7.2Calage du module dans les sables grossiers M6.....	67
4.8. Conclusion .....	72
Conclusion générale .....	73
Référence.....	74

## Introduction générale

Dans la dernière année, le problème de transport aggravation plus en plus conduit la densification urbains, et se trouver la réalisation d'ouvrage souterrain le meilleur alternative pour limiter les encombrements et en même temps amélioration de la viabilité et de développement des transports en commun.

En milieu urbain, les ouvrage sont généralement creusé à faible profondeur pour causes économiques et enviremental important, mais le creusement de tunnel à faible profondeur peut en effet ,la perte de volume en tunnel induits des déformation du massif de sol autour et au dessus de l'ouvrage et par conséquence des bâtiments a proximités, l'amplitude de déformation dépend conditions géologies, de la géométrie du tunnel, de la méthode d'excavation.....,

Plusieurs approches sont ainsi utilisées pour prévoir est estimer des mouvements dans le massif, les ces méthode est :

Méthodes empiriques ou semi-empiriques, en général, visent à estimer principalement les tassements en surface à partir d'un faible nombre de paramètres, tels que la profondeur du tunnel, son diamètre, la nature du massif et la perte de volume ou la convergence engendrée par l'excavation.

Les méthodes analytiques sont utilisées pour obtenir des ordres de grandeur ou pour contrôler les résultats des modélisations complexes.

Les méthodes numériques permettent d'obtenir des champs de déplacements et de contraintes avec un niveau de précision sans équivalent. On est vite tenté de les utiliser systématiquement tant leur rapidité et leur simplicité d'utilisation sont grandes. Il convient cependant de borner précisément leurs domaines d'utilisation ainsi que l'utilité d'une modélisation complexe.

Ce travail de recherche s'intéresse à la modélisation numérique 3D d'un tunnel à faible profondeur instrumenté au cours de son construction. Les résultats de ce modèle 3D sont confrontés avec ceux de la campagne de mesures in-situ.

Ce mémoire est composé de quatre chapitres.

Le premier chapitre est une étude bibliographique qui concerne :

-Conception et réalisation des tunnels (définition le tunnel, les différentes méthodes de creusement. et des soutènements revêtement des tunnels....)

- Mouvement du sol lors du creusement d'un tunnel

- méthodes de calcul des ouvrages souterrains (les tunnels).

Dans le deuxième chapitre nous présentons du code numérique utilisé : modèles de comportement mis en œuvre (FLAC3D)

Le troisième chapitre présente la description de l'ouvrage et les différentes contributions apportées dans ce thèse. il est consacré à la modélisation numérique tridimensionnelle d'un ouvrage réel (cas de métro de Toulouse)

Le quatrième chapitre : analyse des résultats numériques et confrontation avec les mesures.

# **Chapitre 1**

---

## **Recherche bibliographique**

## **Conception et réalisation des tunnels**

## Chapitre 1

### Recherche bibliographique Conception et réalisation des tunnels

#### 1.1 Introduction

Pour réalisation un projet de tunnel, le projet suivent des étapes incontournables. Les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain, la méthode d'excavation,

la connaissance du milieu dans lequel on opère, de l'action du creusement et de la réaction du massif suite à l'excavation et le choix de techniques de creusement ainsi que des conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables et les différentes modes de soutènement et revêtement sont nécessaires pour tout projet de réalisation d'ouvrage souterrain.

Ce chapitre, présente les étapes successives nécessaires pour de la réalisation d'un projet souterrain (connaissances, conception, creusement, soutènement, étanchéité et revêtement). Il donne une importance particulière aux connaissances géotechniques et aux méthodes du dimensionnement des tunnels.

#### 1.2 Conception et réalisation des tunnels

##### 1.2.1 Définition et classification des tunnels:

Le tunnel est un ouvrage d'art souterrain destiné à donner passage à une voie de communication en réduisant un itinéraire sous une montagne pour éviter un sommet, sous un plan aquatique ou une rivière pour éviter une longue détour, mais aussi dans les grandes zones urbaines les tunnels assurent une harmonie du transport, limitent les nuisances et la pollution du trafic et économisent des espaces dans les grandes villes.

La classification globale des tunnels selon quatre critères. Selon le positionnement du tunnel par rapport à la surface du terrain, le fonctionnement de l'ouvrage, la forme de la section, la topographie adjacent et selon les emplacements dont le tunnel relie.

Si l'on se réfère à leur profondeur, on peut trouver plusieurs classifications des tunnels. Panet (1995), considère que les tunnels superficiels sont caractérisés par le rapport ( $H < 2B$ ) figure 1.2.

Où :

- H : est la profondeur de l'axe du tunnel, B : est la largeur du tunnel.

Les tunnels situés à faible profondeur sont caractérisés selon Filliat (1981) par un rapport  $H/B < 10$ , où  $H$  : est le profondeur du terrain de recouvrement et  $B$  : est la largeur du tunnel, voir (figure 1.1).

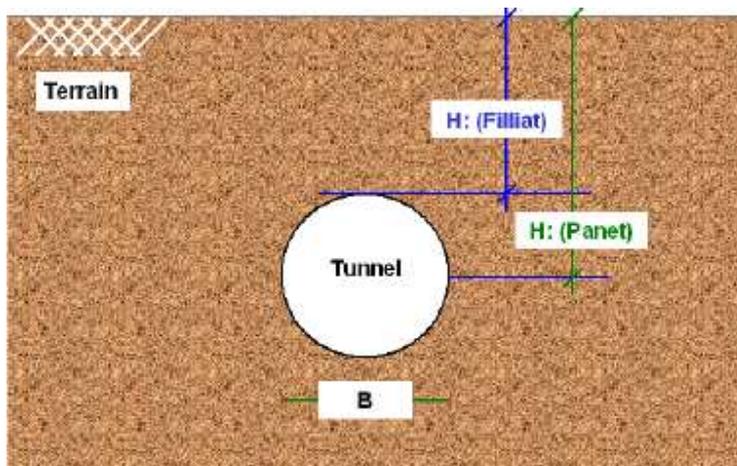


Figure 1.1 : Tunnel à faible profondeur.(Panet,1995),(Filliat,1981)

Si l'on se réfère à leur forme, on peut trouver 3 formes :

- La forme circulaire.
- La forme fer à cheval. (Tunnel voûté)
- La forme elliptique.

Sur la section d'un tunnel voûté (figure 1.2), on distingue les éléments principaux suivants:

- Calotte : Partie supérieure et centrale de la voûte ;
- Clé (de voûte) : Section de la voûte située dans son plan de symétrie ;
- Piédroits : Parties verticales de la section transversale du tunnel, elles sont comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel .
- Radier : Partie inférieure du tunnel qui est située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton.
- Rein : Partie de la voûte, elle est comprise entre la calotte et les piédroits

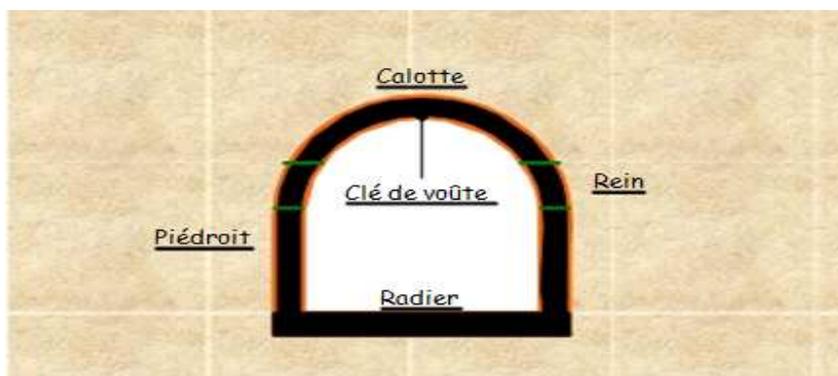


Figure 1.2 : Différentes parties de la section d'un tunnel voûte

### 1.2.2 Etapes d'un projet de tunnel

Comme pour tout projet de génie civil, les responsables d'un projet de tunnel suivent des étapes incontournables en savoir :

- **Phase 1** : reconnaissance géologique du site.
- **Phase 2** : détermination des contraintes in situ ainsi que des caractéristiques du massif.
- **Phase 3**: choix d'une méthode d'excavation.
- **Phase 4** : choix d'un modèle mécanique.

Calcul statique par méthode simplifiée, méthode numérique détaillée ou les deux simultanément.

- **Phase 5** : concept de sécurité, hypothèses des ruptures.
- **Phase 6** : excavation du tunnel.
- **Phase 7** : instrumentation in situ et suivi du développement de l'excavation.

### 1.2.3 Technique de creusement :

Le choix de la méthode de creusement est un point décisif du projet d'un point de vue financier et planification.

Les différents procédés d'excavation peuvent se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré :

- Creusement à pleine section : est bien adapté aux terrains homogènes sur une grande longueur, nécessitant un soutènement léger tel que le boulonnage et le béton projeté.
- Creusement en demi-section: plutôt adapté en présence de terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Pour ce type de creusement, on réalise d'abord le

creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps.

- Creusement en section divisée : est choisi quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi-section. Cette technique consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement final. Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement final. Cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée. Chaque étape du creusement doit être parfaitement contrôlée de façon à maîtriser l'évolution du terrain. Plusieurs manières de diviser la section sont possibles.

La (figure 1.3) montre les trois types d'attaque au front de taille.

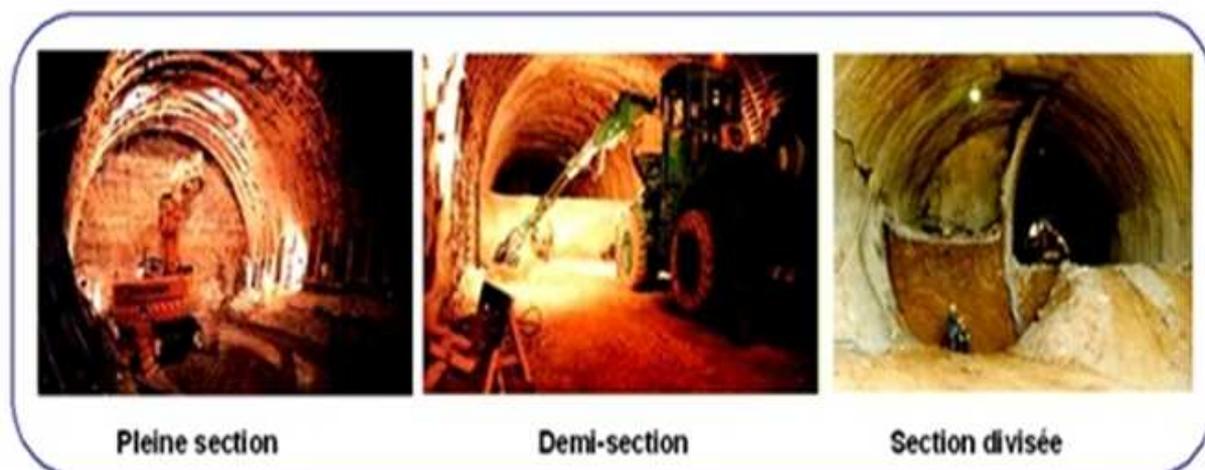


Figure 1.3 : Montre les trois types d'attaque au front de taille (Lousberg E. et al 1985)

#### 1.2.4 Méthodes d'excavation:

##### 1.2.4.1 Le creusement à explosif (drill and blast) :

Le creusement avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, à tel point

qu'elle est également connue comme la méthode 'conventionnelle' d'excavation. Elle est généralement utilisée pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique. Les principes de ces méthodes et les types de matériel utilisés ne varient pas fondamentalement en fonction des terrains. Cette méthode est bien adaptée avec tout type de terrain, à l'exception bien évidemment des sols meubles, pour réaliser des sections pleines ou partielles. Ce type de creusement convient à des tunnels de sections de formes géométriques variées et réalisés en pleine section ou en section divisée.

La (figure 1.4) résume les cycles successifs de cette mode d'excavation.

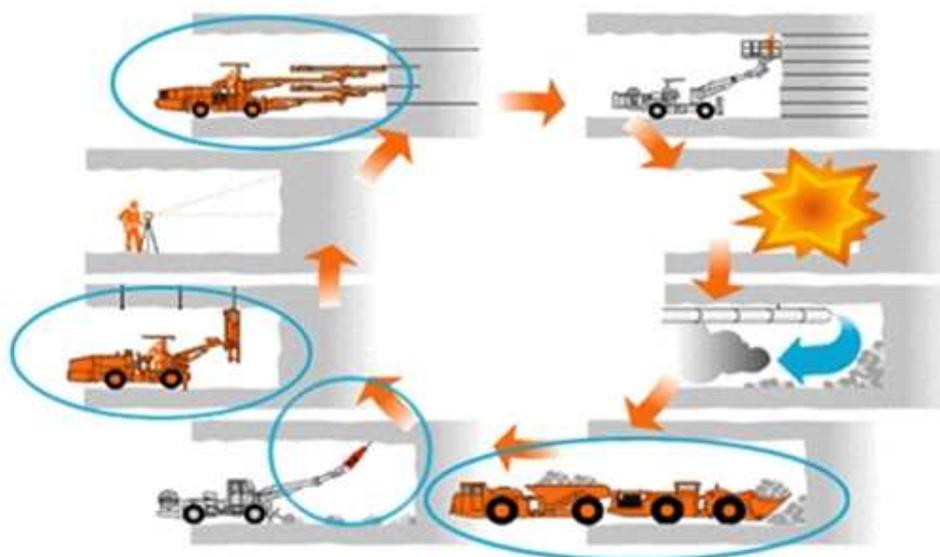


Figure 1.4 : Les cycles successifs du creusement à l'explosif (Lousberg E. et al 1985)

#### 1.2.4.2 Le creusement mécanique d'attaque ponctuelle :

Le creusement mécanique utilisant des machines d'attaques ponctuelles est employé pour des tunnels de différentes sections complètes ou divisées. Cette technique est généralement consacrée aux travaux souterrains dans des roches moins dures. Les méthodes mécanisées peuvent être également utilisées dans presque toutes les natures de terrains à condition qu'ils soient relativement homogènes. Les caractéristiques des matériels varient considérablement en fonction

des terrains (Panet, 1998)

Les machines d'attaque ponctuelle disposent d'une plate-forme automotrice qui supporte un bras orientable équipé du système de forage. La machine est équipée également d'un dispositif d'évacuation des déblais. Ces machines sont soit des machines à attaque radiale ou des machines à attaque transversale (figure 1.5)

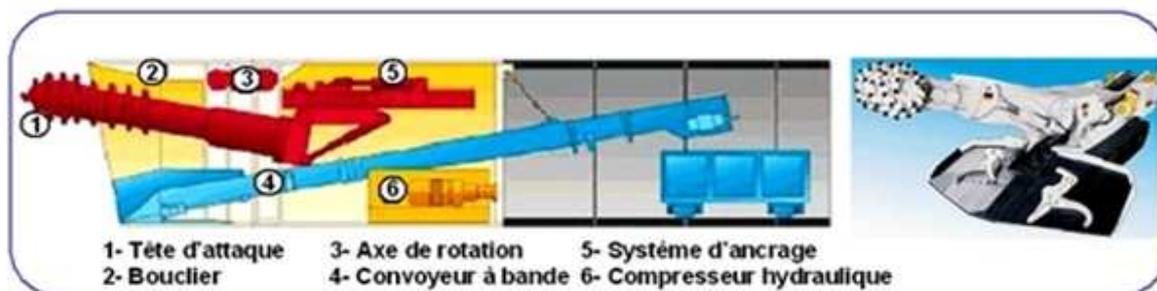


Figure 1.5 : La machine d'attaque ponctuelle (Lousberg E. et al 1985)

Les méthodes intégrées sous le principe d'attaque ponctuelle présentent certains avantages par rapport aux autres méthodes de creusement (CETu 4, 1998). Par rapport à l'explosif, elle entraîne une réduction des vibrations sur les structures avoisinantes, une limitation des ébranlements dans le massif en caissant, une diminution du soutènement et des bétons de remplissage, et un cycle continu d'excavation autorisant parfois de meilleurs rendements.

Par rapport au tunnelier (TBM), les machines d'attaque ponctuelle disposent d'une grande accessibilité au front de taille des tunnels, d'une maniabilité et d'une souplesse d'emploi vis-à-vis des variations de la qualité de terrains. Ce moyen d'abattage reste bien adapté aux travaux en site urbain et à l'exécution de galeries de dimensions faibles à moyennes (reconnaissance, avancement, pilote ou travaux annexes, niches, garages, locaux techniques), voir (figure 1.6).



Figure 1.6 : Bras à attaque radiale et bras à attaque transversale (Gesta P., 1994)

#### 1.2.4.3 le creusement mécanique d'attaque globale (Tunnel Boring machine TBM) :

Cette méthode convient particulièrement au creusement de tunnels en zones urbaines et pour des tunnels de grande longueur. Dans les terrains meubles, on utilise des foreuses rotatives qui creusent en pleine section circulaire (le tunnelier, figures 1.7), équipées d'une tête de foration et pourvues d'un poste de guidage.

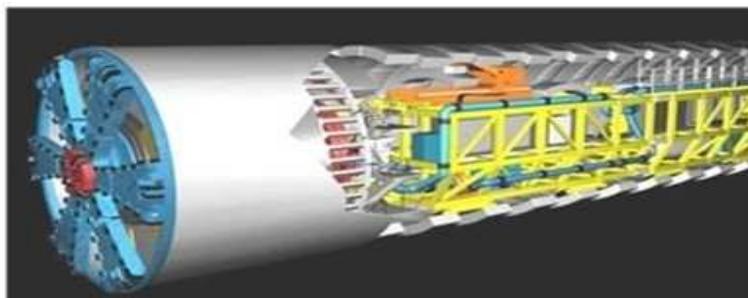


Figure 1.7 : Tunnelier : TBM (Gesta P., 2, 1994)

Le tunnelier assure l'excavation des terrains, l'évacuation des déblais et fournit le soutènement provisoire avant l'installation d'un soutènement final. Cette méthode assure un très faible endommagement du massif comparativement au creusement à l'explosif. Un autre avantage de cette méthode est la diminution, voir la suppression totale du soutènement provisoire pour assurer la stabilité du tunnel à court terme de l'excavation. Le tunnelier permet la réduction des quantités de béton nécessaires à la réalisation du soutènement définitif et du revêtement. Le creusement par un tunnelier assure que les travaux sont de très grande qualité et sont réalisés dans des conditions de sécurité optimales.

Cette méthode repose sur le double effet du poinçonnement des outils dans le rocher du front de

taille par l'intermédiaire des vérins de poussée et celui du mouvement circulaire de la tête de forage sur laquelle sont montés les outils. La position des molettes ou disques sur la tête est telle que les sillons décrits à chaque rotation soient suffisamment proches (de 6 à 10 cm) pour provoquer la rupture de l'arête rocheuse (Gesta P, 1994)

## **1.2.5 Soutènements et revêtements.**

### **1.2.5.1 Soutènement :**

le soutènement est un système de protection et d'assurance de la stabilité de l'ouvrage contre tous les incidents d'instabilité survenue pendant l'exécution des travaux en exerçant une certaine pression contre le terrain et en supportant le poids du toit de la galerie creusé. Le rôle du soutènement est permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions, en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité.( CETu 4 ,1998)

#### **1.2.5.1.1 Les différents types de soutènement :**

Le choix du soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements sont généralement classés en quatre catégories principales.

**Les soutènements agissant par supportage :** Les éléments employés sont essentiellement :

- Les cintres (lourds et légers).
- Plaques métalliques assemblées.
- Tubes perforés.
- Voussoirs en béton.
- Bouclier.

**Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant :**

Il s'agit du boulonnage sous diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :

- Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine).
- Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).
- Barres foncées.

**Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant :**

Ce sont essentiellement :

- Le béton projeté seul,
- Le béton projeté associé à des cintres léger

#### **Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques:**

- Injections de consolidation.
- Air comprimé.
- Congélation

#### **1.2.5.2 Revêtement :**

Une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement, dans les terrains résistants et qui ne montre une réaction contre l'effet de creusement, la stabilité de l'ouvrage est assurée naturellement, un revêtement peut être mis en place afin d'assurer la fonctionnalité de l'ouvrage et de recouvrir et de protéger les installations d'exploitation ou participer à l'esthétique de l'ouvrage.

Le revêtement n'est en général pas mis en charge. De cette manière, la fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage, dans les cas où soit le terrain, soit le soutènement mis en place subissent des détériorations, ou dans les cas où l'on devra faire à des phénomènes de charges différées dans le temps. ( CETu 5 ,1998)

Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes :

- Fonction mécanique aide à assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme, augmenter l'efficacité de système de la ventilation et de l'illumination (tunnels routiers) ou de la capacité hydraulique.
- Fonction esthétique et d'imperméabilisation. .

#### **1.2.5.2.1 Les différents types de revêtement :**

- Revêtement en béton coffré non-armé.
- Revêtement en béton coffré armé.
- Revêtement en béton projeté.
- Revêtement en voussoirs préfabriqué.

#### **1.2.5.3 Etanchement des tunnels :**

L'étanchéification des ouvrages souterrains est une opération qui vise à réduire et

contrôler le débit d'eau pénétrant à l'intérieur d'ouvrage souterrain pendant et après son exécution ( CETu 5 ,1998)

- Principes des méthodes

Souvent présente dans les terrains encaissants, l'eau endommage généralement les ouvrages souterrains qu'on y creuse ou perturbe leur réalisation ou leur exploitation. Il est donc nécessaire de prévoir des dispositifs pour contrôler son infiltration ou sa circulation dans les ouvrages. Plusieurs techniques sont utilisées dans ce but dont les principales sont :

La réalisation de barrières étanches (béton de revêtement éventuellement traité, injections, couches d'étanchéité) et le drainage qui permet de réduire la pression de l'eau et de la laisser circuler librement dans un système artificiel qui protège l'ouvrage de l'intérieur (voûte parapluie), voir (figure 1.8).

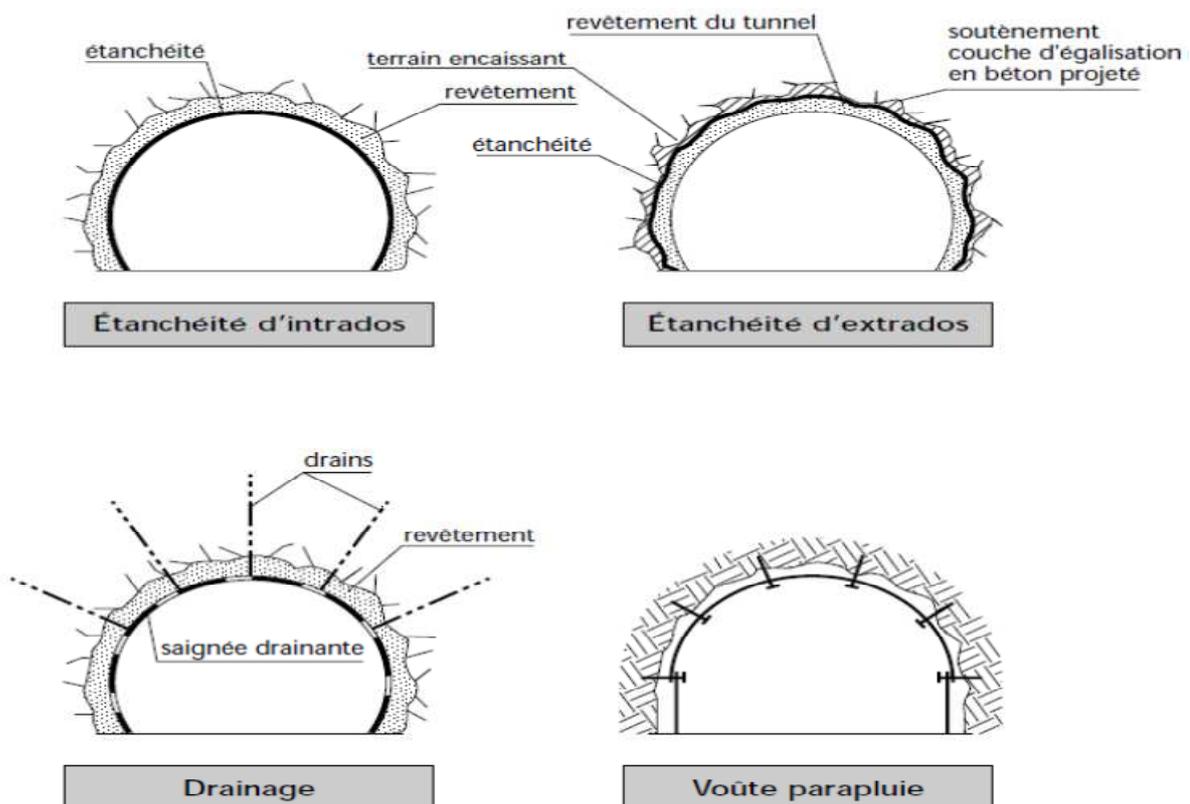


Figure 1.8 : Principaux types d'étanchement ( CETu 5 ,1998).

### **1.3 Mouvements de sol lors du creusement d'un tunnel peu profond :**

#### **1.3.1 Mécanisme physiques liés au creusement d'un tunnel :**

Au cours du creusement d'un tunnel les tassements en surface résultent d'un double mécanisme d'interaction sol-structure : l'interaction entre le tunnel et le massif, d'une part, et l'interaction entre le massif et le bâti environnant, d'autre part.

Au voisinage du front, le champ de déplacements engendré par le creusement est tridimensionnel: à la convergence du terrain dans le plan orthogonal à l'axe du tunnel (tassement en clé, convergence, soulèvement du radier) s'ajoutent des déplacements d'extrusion du terrain vers le front de taille, dans la direction de l'axe du tunnel.

Globalement, les vecteurs de déplacements sont dirigés vers la région active de l'excavation, ce qui, compte tenu de la progression quasi continue du creusement, confère au champ des déplacements un caractère évolutif : en un point situé dans une section donnée du massif, la direction et l'amplitude du vecteur de déplacement du sol changent à l'approche du front, lors de son passage, puis pendant son éloignement de la section considérée. L'interaction tunnel-massif se traduit donc par des convergences en paroi, l'extrusion du front et par des efforts dans les soutènements.

La convergence totale (convergence en avant et en arrière du front) et l'extrusion composent ce que l'on nomme les « pertes de volume ».

Ces différents ingrédients sont rassemblés sur la (figure 1.9), où l'on a représenté un écorché tridimensionnel d'un tunnel en construction, qui avance vers la droite du graphique et est éclairé de l'intérieur. On y voit :

- les convergences et l'extrusion du front,
- les déplacements dans le massif,
- la cuvette de tassement en surface, graduée en courbes de niveau.

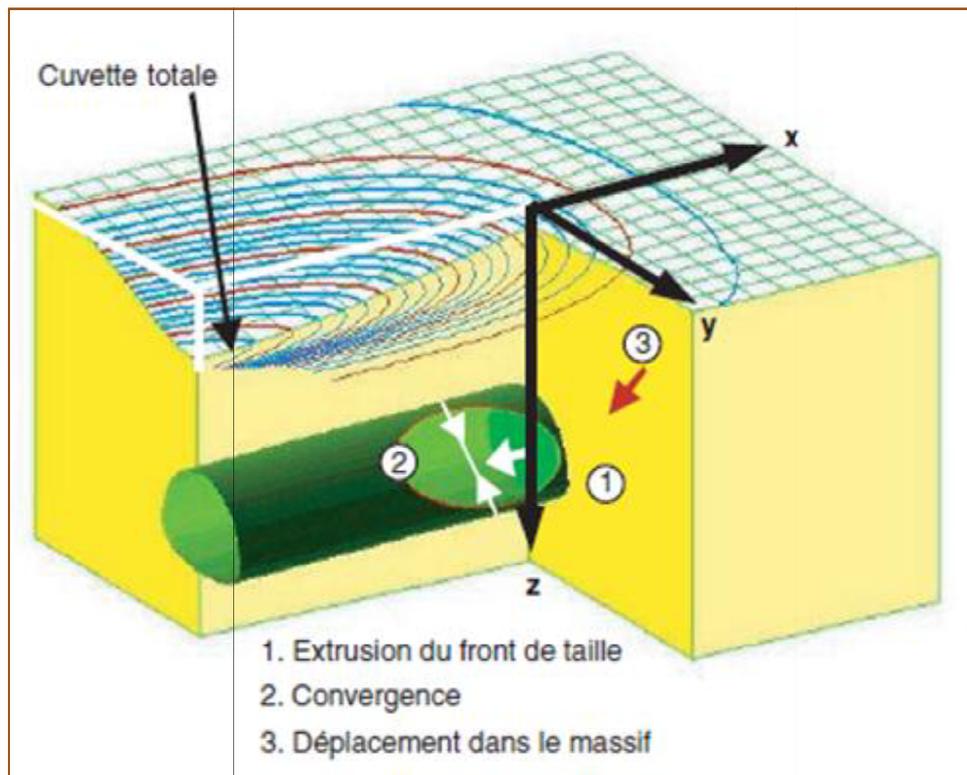


Figure 1.9 : Déformations des sols et tassements de surface pendant le creusement d'un tunnel peu profond (Gesta P., 1994)

### 1.3.2 Méthodes empiriques et semi-empiriques de prédiction des déplacements:

Près du front de taille les effets tridimensionnels ne sont pas négligeables. A l'arrière du front on peut considérer que le champ de déformation est plan. Deux composantes verticale et horizontale suffisent donc pour décrire le champ de déplacements. Les méthodes empiriques visent à estimer ces paramètres à l'aide d'un nombre de données relativement limité telles que la profondeur du tunnel, son diamètre, la nature du massif et la perte du sol engendrée par la technique d'exécution.

#### 1.3.2.1 Cuvette de tassements transversale en surface :

d'après Peck ( 1969), la cuvette de tassement à court terme est approximativement décrite par une distribution normale ou une courbe Gaussienne qui évolue au fur et à mesure de l'avancement du tunnel. Ses résultats démontrent que les tassements au-dessus d'un tunnel sont symétriques autour de l'axe vertical du tunnel. et il propose ainsi une estimation des tassements à différentes distances du centre de tunnel. Depuis, des données supplémentaires ont soutenu cette

hypothèse (e.g. Attewell et Woodman, 1982). Il est généralement accepté que les différents modes de creusement ou encore la géométrie de la section transversale n'affectent pas la forme de la cuvette de tassement qui suit l'équation suivante :

$$s_v = s_{v \max} \exp\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right)$$

Où :

- $s_v$  tassement à la distance horizontale  $y$  par rapport au centre de tunnel;
- $s_{v \max}$  le tassement maximal au centre de la cuvette;
- $i$  abscisse du point d'inflexion de la cuvette de tassements.

Les aspects importants de la cuvette de tassements sont représentés sur la (figure 1.10) La valeur du paramètre de largeur ( $i$ ) détermine le tassement maximal pour une perte de volume donnée.

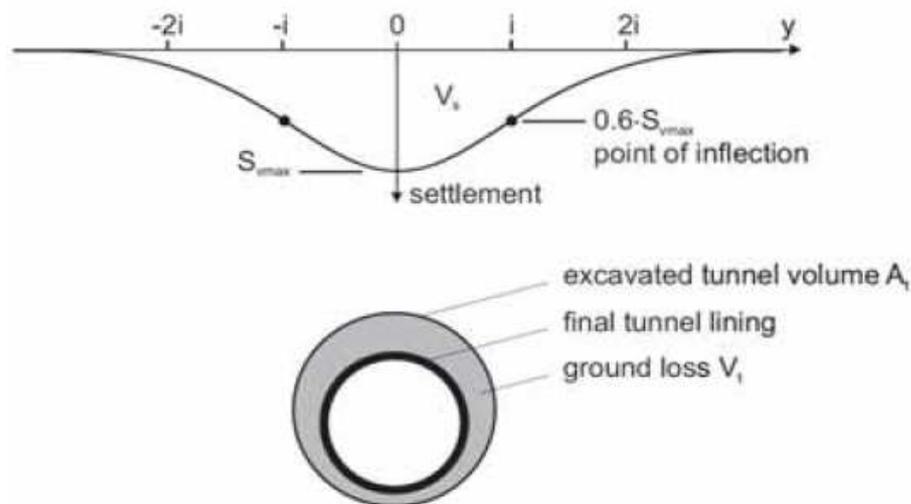


Figure 1.10 : Courbe Gaussienne pour la cuvette de tassement transversale en surface (peck,1969)

Le point d'inflexion ( $i$ ) est déterminé selon les conditions de terrain. Il ne dépend pas de la méthode de creusement adoptée. Peck a noté que les différentes classes du sol donnent des rapports distincts entre ( $i$ ) et la profondeur du tunnel. Suivant cette observation, O'Reilly et New (1982) ont exprimé le paramètre ( $i$ ) par l'équation suivante :

$$I = k z_0$$

$K$  dans cette équation est une constante adimensionnelle. Le  $K$  dépend du type de sol et  $z_0$  est la profondeur de l'axe du tunnel sous la surface de terrain.

Basé sur des données acquises de 19 sites de terrain avec cohésion et 16 sites de terrain non cohérent situés en Angleterre, O'Reilly et New ont proposé la relation empirique suivante :

$i=0.43z_0+1.1$  pour un sol cohérent et

$I=0.28z_0-0.1$  pour un sol non cohérent

Les données des sites cohérents étaient meilleures. Elles couvrent une large gamme de la profondeur du tunnel (de 3,4 m à 34 m). Il est donc justifié de prendre une valeur constante pour le paramètre K indépendamment de la profondeur du tunnel et de son diamètre.

D'autres auteurs ont confirmé pour les sols cohérents que la valeur de K est dans l'intervalle (0,4 - 0,5) et pour les sols non cohérents comprise entre 0,25 et 0,35.

### 1.3.2.2. Cuvette de tassement longitudinal

Attewell et Woodman (1982) ont étendu le modèle de Peck pour dériver la cuvette de tassements dans le sens longitudinal (Figure 1.11) en sommant la distribution Gaussienne. Il est supposé que la moitié du tassement total a lieu lors du passage du front et le paramètre  $i$  pour cette section et celle transversale sont égaux. Toutefois, la dernière hypothèse est conservatrice car il est observé que la cuvette longitudinale est plus large que celle transversale.

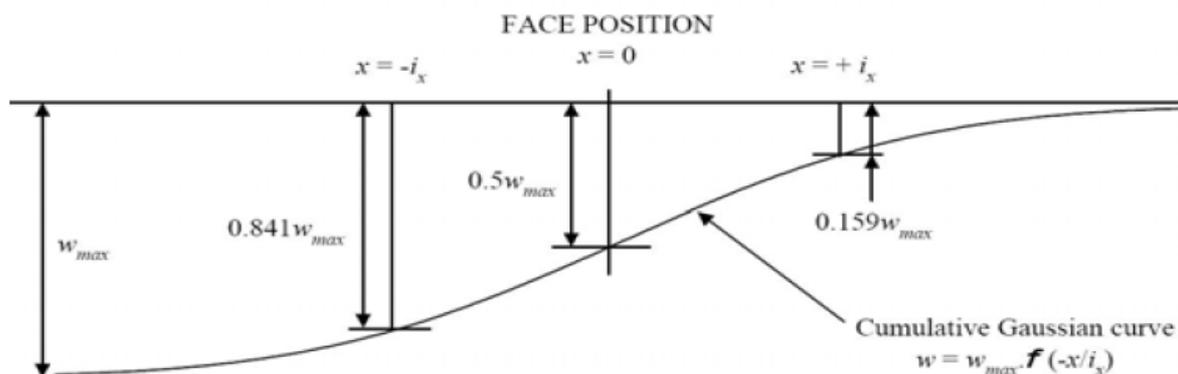


Figure 1.11 : La courbe Gaussienne pour la cuvette de tassements longitudinale  
(Attewell et Woodman, 1982)

### 1.3.2.3. Mouvements horizontaux :

O'Reilly et New (1982) ont approximé le mouvement horizontal maximal pour qu'il corresponde au niveau de l'axe de tunnel. Cette hypothèse conduit à la distribution suivante de la surface horizontale de déplacements :

$$s_h(y) = \frac{y}{z_0} \cdot s_v(y)$$

La (figure 1.12) montre la distribution des déplacements horizontaux et la cuvette de tassement en surface., le déplacement horizontal maximal théorique a lieu au point d'inflexion où  $s_h(y) = 0.6s_{vmax}$  Par conséquent, l'équation 1 peut être réécrite sous la forme.

$$s_{max} = \frac{i}{z_0} 0.6 \cdot s_{vmax}$$

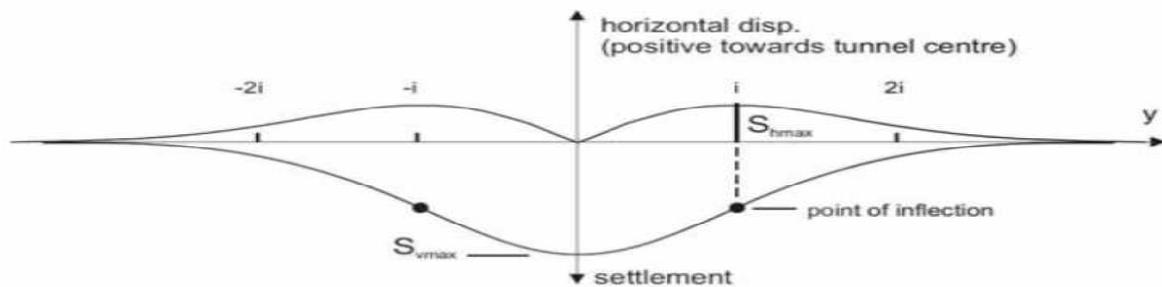
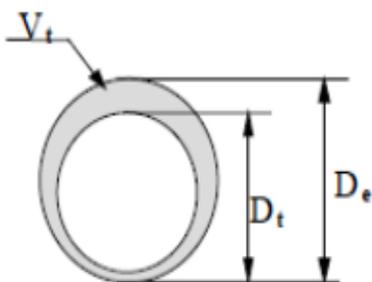


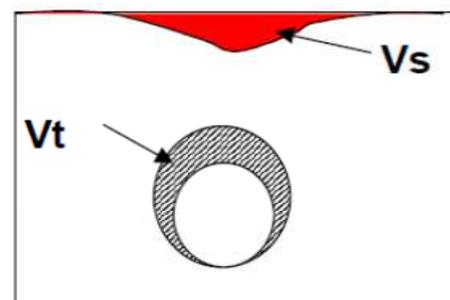
Figure 1.12 – Déplacements horizontaux et cuvette de tassement en surface  
(O'Reilly & New, 1982)

### 1.3.3 Perte de volume :

Après excavation, les parois de la cavité se déforment et le sol a tendance de se déplacer vers le tunnel. (Perte de volume) ou  $V_t$  représente la différence entre le volume initial et le volume de sol après déformation (figure 1. a). La perte de volume dépend de plusieurs paramètres ; type de sol, présence d'eau, méthode de construction, rythme d'avancement du tunnel etc....



a: Schéma de perte de volume de sol autour du tunnel.



b: Mouvement du sol.

Les tassements dans le plan transversal définissent le volume, noté  $V_s$  ou (volume de tassement. Figure b). Ce volume comprend l'aire entre la surface du massif dans l'état initial et la surface déformée. D'après la formule de Peck (1969) le volume de la cuvette peut être déterminé par :

$$V_s = 2,5 * S_{max} * i$$

Pour estimer la perte de volume nous avons utilisé la formule suivante :

$$V_t = \pi/4(D_e^2 - D_t^2)$$

Le volume  $V_s$  peut être relié au volume de sol perdu au niveau du tunnel  $V_t$  par les

Propositions suivantes :

auteurs	Expression proposée
Attkinson & potts (1977)	$\frac{V_s}{V_t} = 2 \sqrt{\frac{2}{\pi}} \left(\frac{i}{\pi}\right) \left(\frac{S_{max}}{S_{clé}}\right)$
Laboratoire de L'EPFL	$\frac{V_s}{V_t} = 0,009 \left(\frac{i}{D}\right) \left(\frac{H}{D} - 0.6\right)$

Tableau 1.1 : Relations empiriques permettant l'estimation de  $V_s/V_t$ .

Le rapport  $V_s/V_t$  permet de savoir quel type du sol nous étudions ;

-Si  $V_s/V_t < 1$  alors le sol est dilatant.

-Si  $V_s/V_t > 1$  alors le sol est contractant.

#### 1.4 Les différentes méthodes de calcul:

##### 1.4.1 Les méthodes empiriques et semi empiriques :

Ces méthodes basées sur des mécanismes de rupture bien identifiés du terrain et/ou du soutènement. Elles consistent à déterminer dans un premier temps le chargement appliqué à la structure puis à analyser la stabilité de l'ouvrage soumis à ce chargement extérieur, indépendamment de toute interaction du terrain.

##### 1.4.2 Les méthodes analytiques :

Basées sur des solutions analytiques développées pour les ouvrages souterrains en mécanique des milieux continus. Elles permettent d'obtenir rapidement des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer leurs influences sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement. Toutefois, leur application directe est limitée en raison des hypothèses très restrictives sur lesquelles elles se reposent.

### 1.4.3 La méthode des réactions hyperstatiques

L'AFTES (1993) a établi une recommandation portant sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains et une parmi les méthodes recommandées est la méthode des réactions hyperstatiques. Cette méthode est adaptée à l'étude du comportement du soutènement soumis à des forces extérieures, qui représentent l'action du massif de sol ou de roche. On distingue alors des charges dites « actives » qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges et surcharges intérieures ou extérieures, poussées du terrain) et des charges dites « passives » qui sont des réactions hyperstatiques dépendant de la déformation (ce sont classiquement les réactions de butée du terrain).

Les déformations et les efforts (M, N, T) du revêtement sont calculés par les formules de la résistance des matériaux: suivant le cas, le revêtement est assimilé à un portique, un arc, une coque ou une structure à barres. Les déformations du sol derrière le soutènement sont représentées à l'aide de modules de réaction, qui supposent que la réaction en un point dépend linéairement du déplacement de ce point. L'approximation de base de ces méthodes est que tous les facteurs liés au massif de sol (déformabilité, état initial, etc.) sont modélisés par les forces extérieures et par les modules de réaction. Le coefficient K dépend des caractéristiques du terrain mais aussi du rayon moyen de l'excavation et de sa forme.

Cette méthode privilégie l'analyse de la structure de soutènement, et ne permet pas d'estimer les déformations du terrain.

### 1.4.4 Méthode convergence-confinement

Plutôt que de méthode, il conviendrait de parler de concept. Les idées et théories qui sont liées à ces deux termes : convergence et confinement, sont reprises dans toutes les approches du dimensionnement. La convergence est liée à un déplacement Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de dé-confinement, mais pour le terrain. Il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce dé-confinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ). Pour situer le contexte, cette méthode est née suite au succès de la NATM (New Austrian Tunnelling Method) dans les années 70. Sa conceptualisation complète remonte au tout début des années 80. La méthode convergence-

confinement est une méthode analytique : toutes les formules sont explicites et peuvent être entrées sur une simple calculette. (Martin et al 2006)

### Hypothèses

L'hypothèse forte est la considération unidimensionnelle du problème;

-Hypothèse des déformations planes ;

-Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ( $K_0=1$ ) et d'isotropie du massif ;

-La cavité étudiée a une forme cylindrique.

L'état initial est défini par l'état de contrainte isotrope.  $H$  est la hauteur de couverture et le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte initiale dans le massif est donc :

$$\sigma_0 = \gamma H \text{ [R12]}$$

### Courbe de convergence

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain que se dé-confine progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front), on introduit une pression fictive en paroi. Cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front.  $P_i$  varie ainsi de  $\sigma_0$  à 0, de l'état de contrainte initial à l'état entièrement dé-confiné. L'évolution de  $P_i$  est donc gouvernée par la distance  $x$ , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où  $x = 0$ ). On écrit:

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

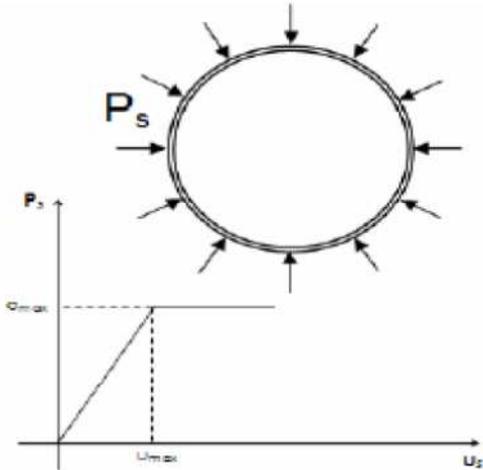
$\lambda(x)$  est appelé taux de dé-confinement car il caractérise l'état du massif à l'endroit ( $x$ ) considéré.  $\lambda$  varie de 0 (état initial, en avant du front de taille) à 1 (état complètement dé-confiné, loin en arrière du front). La théorie des milieux continus nous donne ensuite les champs de déplacement et de contrainte autour du tunnel. Là où réside encore une forte incertitude, c'est dans l'équation permettant de définir  $\lambda(x)$ . (Martin, F et al 2006)

Plusieurs auteurs ont proposé des formules, nous en retiendrons une, la plus simple, lorsque le terrain reste en élasticité :

$$\lambda_x = \alpha + (1 - \alpha) \left( 1 - \left[ \frac{m_0 R}{m_0 + x} \right]^2 \right)$$

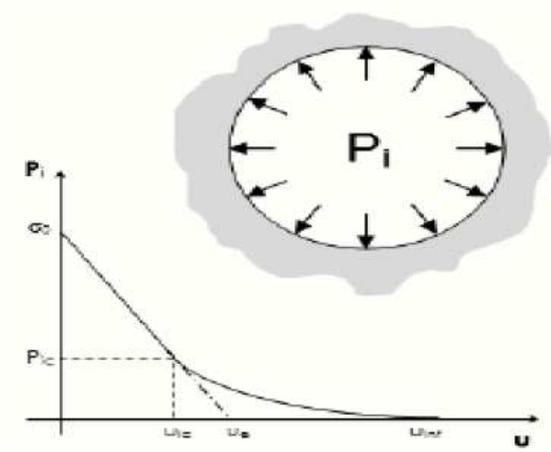
$\alpha$  et  $m_0$  sont deux constantes (on prendra respectivement 0.25 et 0.75) et  $R$  le rayon d'excavation

Déchargement du terrain

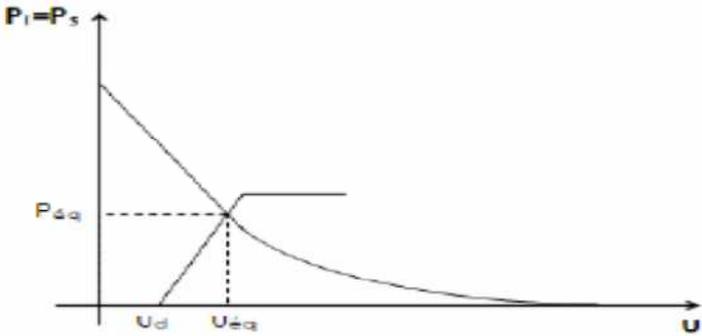


Courbe convergence

Chargement du soutènement



Courbe de-confinement



Assemblage

Figure 1.13 Courbe convergence-confinement

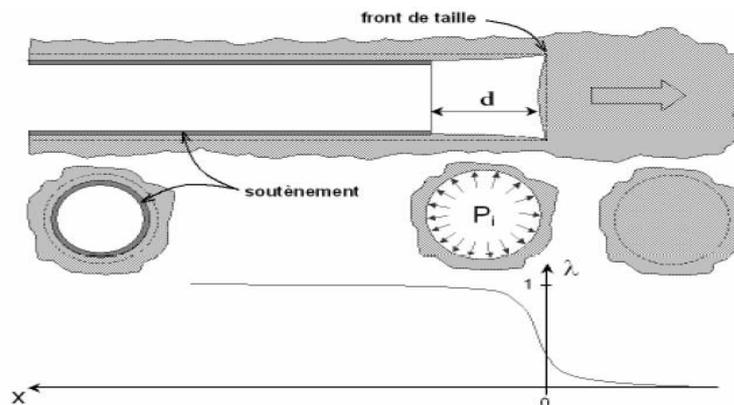


Figure 1.14 : Pression fictive et dé-confinement autour du front de taille (Martin et al 2006)

La courbe de convergence (Figure 1.13) est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi  $u$  en fonction de la pression fictive  $P_i$ , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe paramétrique -de paramètre  $x$ - qui se représente sur un graphe  $(P_i, u)$ . 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 dé-confine progressivement de manière linéaire. Par prolongement de la droite sur l'axe des abscisses, on obtient le Pseudo-déplacement élastique  $u_e$ . L'expression simple de  $u_e$  donne une première approximation des déplacements en tunnels :  $U_e = \frac{(1+\nu)}{E} R \delta_0$
- Une phase plastique, de  $u = u_{ic}$  à  $u_{inf}$ . Le terrain en paroi passe dans un état de déformations irréversible. Il y a rupture par excès de compression, par écrasement. Parfois la courbe ne recoupe pas l'axe des abscisses, et la paroi se referme sur elle-même (très grandes déformations). L'état plastique est à éviter, c'est un des rôles du soutènement.

Pour le critère de Mohr-Coulomb, l'équation de la courbe plastique est :

$$U = R \frac{(1+\nu)}{E} \left[ C_1 + C_2 \left( \frac{R}{R_P} \right)^{K_P-1} + C_3 \left( \frac{K_P}{R} \right)^{\beta+1} \right] \text{ avec}$$

$$C_2 = \left( \frac{(1-\nu)(1+\beta K_P)}{K_P + \beta} - \nu \right) \frac{2(\sigma_0 + H)}{K_P + 1}$$

$$c_3 = 2(1 - \nu) \frac{(k_p - 1)(\sigma_0 + H)}{K_p + \beta}$$

$$R_p = \left[ \frac{2(\sigma_0 + H)}{K_p + 1} \frac{R^{K_p - 1}}{P_1 + H} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}}$$

Les constantes du modèle de Mohr-Coulomb non-associé (angle de dilatance) sont exprimées ainsi :

$$\beta = \frac{1 + \sin \Psi}{1 - \sin \Psi}$$

$$k_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$H = \frac{c}{\tan \varphi}$$

Enfin, pour tracer la courbe il faut calculer la pression Pic d'apparition de la plasticité :

$$P_{ic} = \frac{2\sigma_0 - H(k_p - 1)}{k_p + 1}$$

Pour calculer le déplacement maximal du terrain uinf , on utilise les formules ci-dessus en prenant simplement  $P_i=0$  . Lorsque le terrain est de bonne qualité, dans les roches dures par exemple, il se peut que la paroi reste en élasticité durant tout le dé-confinement. Un critère très utilisé en travaux souterrains pour déterminer si le massif encaissant risque de rentrer en plasticité est le facteur de stabilité :

$$F = \frac{2\sigma_0}{R_C}$$

Avec  $R_C$  la résistance en compression simple de la roche ; si  $F > 1$  alors il y a risque d'instabilité.

### **Courbe de confinement**

Une deuxième courbe est requise pour la méthode. Il s'agit de la courbe de confinement (Figure 1.14) qui va permettre de caractériser le comportement du soutènement sous son chargement.

Le chargement considéré est purement radial, il s'agit d'une pression appliquée sur tout le pourtour extérieur de la structure. Le calcul du déplacement radial us en fonction de la pression appliquée  $P_s$  permet de tracer la courbe de confinement sur un graphe identique à celui de la courbe de convergence. On distingue également deux phases dans les modèles classiques :

- Une phase élastique, de  $u_s = 0$  à  $u_s = u_{smax}$ . Le soutènement se comporte linéairement.

- Une phase plastique, après  $u_{max}$ . Cette zone correspond à la rupture du soutènement, elle est donc interdite.

### **Optimisation du soutènement**

Une fois paré de nos deux courbes, l'une caractérisant le comportement du terrain et l'autre celui du soutènement, on va pouvoir les coupler pour étudier l'interaction roche-structure Comment ?

On va simplement superposer les deux courbes. La pression fictive de l'un correspond parfaitement au chargement du second. Mais le couplage va nécessiter l'introduction d'un nouveau paramètre : le déplacement à la pose du soutènement. En effet, le soutènement n'est pas posé immédiatement au front de taille, et encore moins dès les prémices de dé-confinement en avant du front. Il est posé à quelques décimètres en arrière, alors que le terrain s'est déjà partiellement dé-confiné. On ajoute ainsi un paramètre  $u_d$  qui est stricto-sensu le déplacement en paroi à la pose du soutènement.  $u_d$  est bien entendu étroitement lié à  $\lambda_d$ , taux de dé-confinement à la pose. Le point d'intersection des deux courbes correspond ainsi au point d'équilibre entre terrain et soutènement. C'est ce point ( $P_{eq}$ ,  $u_{eq}$ ) qui donne l'état mécanique de la structure "à l'infini", loin du front de taille. Toute la puissance de la méthode convergence-confinement réside donc dans cette simplicité de représentation. En jouant sur chacun des paramètres du problème, on optimise le soutènement : pas ou peu de plasticité pour le terrain, et chargement à 70 ou 80 % de la rupture pour le soutènement. A titre d'exemple, en jouant sur le paramètre  $u_d$ , un soutènement placé trop près du front de taille sera chargé prématurément et arrivera donc plus rapidement à la rupture. A l'opposé, un soutènement placé trop loin du front n'aura aucun effet, car le terrain se sera déjà presque entièrement dé-confiné, voire effondré, et le chargement sera pratiquement nul. Rappelons que le soutènement est aussi là pour limiter la convergence.

### **Domaines d'application**

La méthode est essentiellement utilisée dans le cadre d'un pré-dimensionnement des soutènements. Les hypothèses de base sont en effet rarement toutes vérifiées dans la réalité ; le cas idéal étant celui du tunnel circulaire profond en milieu isotrope. Néanmoins l'approche est valable pour obtenir des "ordres de grandeurs" d'épaisseur de soutènement dans les cas suivants :

- Le massif de terrain doit pouvoir être représenté comme un milieu homogène, isotrope et continu à l'échelle de l'ouvrage. Cela conditionne les calculs dans le cadre de la mécanique des milieux continus.

- Le dimensionnement concerne une section courante du tunnel. Afin de pouvoir simplifier le problème tridimensionnel en un problème unidimensionnel, il faut que de part et d'autre de la section étudiée, le terrain soit identique sur un tronçon de quelques dizaines de mètres. Cette condition exclut donc également les têtes du tunnel. La distance entre la clé de voûte du tunnel et la surface topographique doit être au minimum égale à 4 fois le diamètre du tunnel. Les conditions de creusement doivent être identiques sur un linéaire d'au moins 1 diamètre en avant et 2 diamètres en arrière de la section étudiée. ( Martin,F et al 2006)

#### **1.4.5 Les méthodes de calcul numérique :**

Ces méthodes représentent le terrain et le soutènement comme des solides et elles permettent de prendre en compte trois aspects majeurs d'une modélisation d'un tunnel:

- la structure et la géométrie du soutènement avec les lois de comportement des matériaux de cette structure
- la géométrie des différentes unités géomécaniques identifiées dans la zone d'étude et leur loi de comportement
- les phases d'excavation de l'ouvrage et de mise en place du soutènement.

Les méthodes courantes utilisées sont la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies, la méthode des blocs, et la méthode des éléments distincts.

##### **1.4.5.1 Géométrie et condition aux limites :**

La simulation des différentes phases de creusement utilisant généralement le même maillage, il est par conséquent nécessaire de tenir compte de l'ensemble des lignes géométrique délimitant les différentes zones, en termes géométrie, de stratigraphie, de maillage (variation de la densité) et de changement de propriétés au cours du phasage.

Afin de limiter la taille du maillage et le temps de calcul, il faut par conséquent utiliser au mieux les symétries

Les conditions aux limites données sur les bords du modèle sont plus homogènes. Ainsi, les limites verticales du maillage sont généralement considérés bloquées dans la direction horizontales ( $u=0$ ) tandis que le bords inferieur est généralement bloqué les deux directions horizontale et vertical

### 1.4.5.2 Le comportement des matériaux constitutifs de massif

A l'heure actuelle on rencontre généralement des modèles de comportement sophistiqués dans les calculs 2 D et des modèles plus simple (élastique, Mohr-coulomb) dans les modèles 3D. Cette situation devrait évoluer avec l'amélioration des connaissances sur le niveau de sophistication adéquat pour les différents types de problèmes.

Nous avons retenu pour nos simulations le modèle Mohr-coulomb, des plus complets, conduisant en 3D à des temps de calcul inacceptables dans l'état actuel de l'outil numérique que nous avons utilisé.

### 1.4.5.3 Modélisation tridimensionnelle de creusement d'un tunnel

C'est le type qui permettant de traiter le problème rencontré dans toute sa complexité car il peut prendre en compte :

- La géométrie tridimensionnelle du projet (tunnel en forme de fer à cheval, tunnel incliné, écaillage de sol, etc...).

- L'état de contraintes initial (coefficient des terres au repos).

- Le phasage souvent complexe de la technologie d'excavation retenue (radier décalé).

- L'ensemble des phénomènes mis en jeu (effet de voûte au front de taille, mise en place du soutènement, etc....).

C'est aussi l'approche la plus exigeante en taille du système, en temps de calcul et en temps d'exploitation des résultats. Compte tenu de sa lourdeur, ce type de calcul reste encore du domaine de recherche et de projets importants afin de valider des approches simplifiées.

C'est aussi l'approche la plus utilisée dans les projets importants et complexes, Parce que les résultats obtenus sont en bon accord avec les mesures enregistrées tant au niveau des tassements que des déplacements horizontaux.

## 1.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé de toutes les étapes importantes pour la réalisation d'un tunnel, et nous avons appelé dans les mouvements induits par le creusement, et les différents modes de soutènement et revêtement essentiels pour le renforcement du tunnel, ensuite les méthodes d'évaluation du mouvement. avec petite aperçu à propos de modélisation numérique.

## **Chapitre 2**

---

### **Présentation du code numérique utilisé**

## Chapitre 2

### Présentation du code numérique utilisé (Flac 3D)

#### 2.1 Introduction

La simulation numérique d'ouvrages souterrains en particulier Le creusement d'un tunnel et, le creusement de manière conventionnelle est un problème complexe qui présente notamment :

- des déformations du massif de sol autour et au-dessus de l'ouvrage et, par conséquence, des bâtiments à proximité. Ces conditions complexes nécessitent un outil numérique bien adapté.

Dans ce chapitre. Nous présentons le code de calcul Flac 3D qui a été utilisé tant pour nos simulations le comportement du sol sont présentés.

#### 2.2 Méthode des différences finies explicite

La méthode des différences finies est une méthode simple (plus ancienne par rapport à la méthode des éléments finis) pour résoudre des équations différentielles. Chaque dérivée est remplacée par une expression algébrique écrite en termes des variables intervenant dans le système d'équations à des endroits discrets dans l'espace. Les dérivées sont estimées par les différences finies en supposant une variation linéaire sur des intervalles de temps et de distances finis, d'où le nom de la méthode.

#### 2.3 Schéma de résolution explicite

Ce schéma est basé sur le principe qu'une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. L'objectif de la méthode aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique ou par l'intermédiaire de la dynamique. La (Figure2.1) précise bien quant à elle la séquence de calcul utilisée.

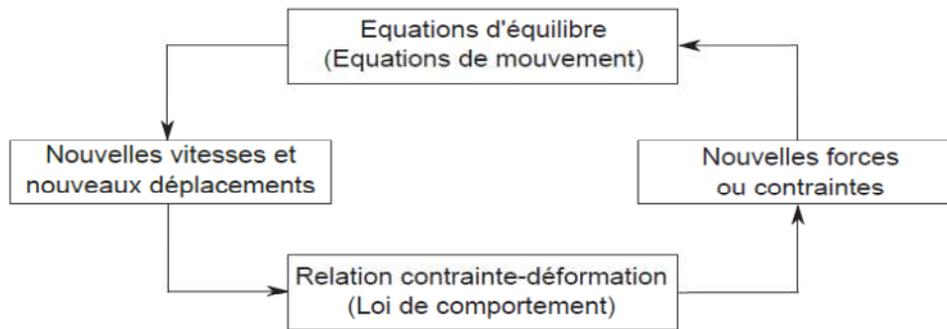


Figure 2.1 : Cycle de calcul explicite ([FLAC3D, 2006]).

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. La loi de comportement du matériau est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes et forces déduites des taux de déformation

#### 2.4 Description du code numérique utilisé

*FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua)* en différences finies explicites développé par la société américaine ITASCA Consulting Group. On distingue  $FLAC^{2D}$  version 5.0 (2006) et  $FLAC^{3D}$  version 3.1 (2006).

FLAC est un outil général d'analyse et de dimensionnement pour l'ingénieur en géotechnique, génie civil et génie minier. Une des spécificités est le macro-langage inclus dans FLAC. Celui-ci permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, et même d'écrire sa propre loi de comportement ! La formulation du logiciel est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géomécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation-construction-chargement.

Ce code peut aider l'ingénieur à résoudre de nombreux problèmes, tels que :

- Dimensionnement des pentes, des talus ou des fouilles et analyse de leur stabilité ;
- Dimensionnement des fondations superficielles et profondes ;
- Etude des barrages en terres ou en béton ;
- Dimensionnement des travaux souterrains ;
- Dimensionnement et planification d'une exploitation minière ;

- Analyse d'un stockage souterrain de déchets nucléaires ;

En assurant les capacités suivantes :

- Elasto-plasticité en grandes déformations
- Modélisation des écoulements, le cas échéant avec surface libre, ainsi que de phénomènes couplés comme la consolidation
- Matériaux radoucissants / durcissants
- Loi à deux mécanismes (cisaillement et compression isotrope)
- Modèle Cam-Clay simplifié, et Drucker-Prager
- Contrôle souple et aisé des séquences d'excavation grâce au macro-langage FISH
- Interfaces pour représenter les joints ou les couches minces
- Maillage automatique
- Capacités dynamiques, thermomécaniques et de fluage, en option

Ce code utilise la méthode des éléments Lagrangiens qui consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites. Avec l'utilisation de la méthode de Wilkins (1964) qui permet de formuler les équations de différences finies pour des éléments de forme quelconque, cette méthode est aussi souple que la Méthode des Eléments Finis (M.E.F).

Basés sur des méthodes de résolution explicites, le code FLAC est particulièrement peu gourmand en mémoire et peut donc fonctionner sur des micro-ordinateurs. Il est, par ailleurs, tout à fait compétitif en temps de calcul avec les logiciels classiques "Eléments Finis implicites" pour la résolution des problèmes géotechniques, lesquels doivent en général prendre en compte de fortes non linéarités, des plastifications importantes, et de grandes déformations.

Par contre, il n'est plus compétitif en temps de calcul pour les simulations linéaires. Plusieurs pas de calcul sont nécessaires pour obtenir une solution élastique linéaire alors qu'en éléments finis un seul calcul permet d'obtenir la solution.

FLAC dans sa formulation utilise les équations de mouvement dynamique amorti. L'équilibre, statique ou écoulement, est atteint lorsque l'accélération est nulle. Durant les pas de calcul d'une

étape d'analyse, la force maximale non équilibrée est déterminée pour l'ensemble des mailles. L'évolution de cette force peut être affichée durant le calcul ou visualisée comme un graphe. Cette force est importante pour l'indication de l'équilibre du modèle.

Flac n'est pas une boîte noire qui donne une solution aux données introduites, il permet l'interprétation du comportement du système numérique et offre la possibilité à l'utilisateur de tester ces idées, de créer ces propres modèles de comportement, en utilisant le langage de programmation FISH. Le nouveau modèle de comportement devient exactement comme un modèle implanté, mais prend plus de temps de calcul. Plusieurs modèles implantés (élasticité, Mohr-Coulomb, écoulement positif/négatif, Cam-Clay modifié) sont réécrits en langage FISH afin de servir à l'utilisateur comme exemples de programmation. FLAC peut être utilisé soit directement dans la conception si les données sont complètes, soit comme un outil d'expérimentation numérique s'il y a un manque de données (géologie compliquée, zone inaccessible, pas de budget d'expérimentation).

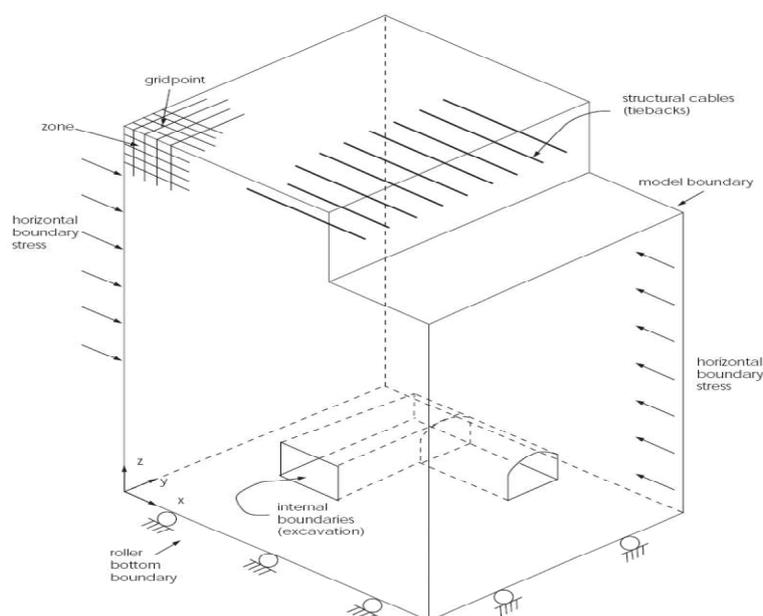


Figure 2.1 : Exemple d'illustration de la terminologie de FLAC (Itasca, 2006).

Starfield et Cundall (1988), fondateurs du Code *FLAC*, ont insisté que la méthodologie des modélisations numériques en géomécanique doit être différente de celle de l'ingénierie de structure. Ils ont signalé qu'il est impossible d'obtenir des données complètes sur les sols ou les

roches du site ; par exemple : l'état des contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent être que partiellement bien connues. Cette situation est incompatible avec la conception suivie dans les logiciels populaires utilisés pour la conception (boîte noire qui accepte uniquement d'un côté l'introduction des données et de l'autre côté donne les résultats de prédiction du comportement). Au contraire, les logiciels en géomécanique doivent être conçus et utilisés pour découvrir les mécanismes en absence des données nécessaires pour la prédiction. Quand le comportement du système est défini, il est adéquat d'utiliser des calculs simples de la conception du processus.

D'une autre manière, les logiciels en géomécanique ne doivent pas être utilisés uniquement dans la conception, mais aussi comme un outil d'expérimentation numérique qui aide et donne au concepteur un aperçu sur les mécanismes possibles.

## 2.5 Modèles de comportement utilisés

Afin de mettre un outil numérique dans les mains de l'ingénieur de projet et du chercheur, *FLAC* contient une bibliothèque de modèles de comportement des géo-matériaux (élasticité linéaire et non linéaire, Mohr-Coulomb, Hook Brown, Dracker-Prager, écrouissage positif/négatif, modèle à deux surfaces d'écoulement « Double Yield » et Cam-Clay modifié).

### 2.5.1 modèle mohr-coulomb

#### 2.5.1.1 utilisation des module volumique et de cisaillement

Dans le code de calcul Flac, l'écriture des relations de comportement utilise les modules volumiques et de cisaillement plutôt que le module d'Young et le coefficient de Poisson,

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \qquad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Le couple  $(K, G)$  donne un sens physique pour tous les matériaux élastiques qui ne violent pas les principes de la thermodynamique. Par contre le couple  $(E, \nu)$  ne donne pas un sens pour un certain matériau admissible: A l'un des extrêmes du comportement, le matériau résiste au

chargement volumique mais non au cisaillement. A l'autre extrême le matériau résiste au cisaillement mais non au chargement volumique.

Le premier type de matériau correspond à une valeur finie de  $K$  et une valeur nulle de  $G$ , le second type correspond à une valeur nulle de  $K$  et une valeur finie de  $G$ . Cependant avec le couple  $(E, \nu)$ , il n'est pas possible de caractériser les deux extrêmes du comportement.

### 2.5.1.2. Fonction de charge et critères de rupture

COULOMB proposa en 1773 le premier modèle de plasticité en mécanique des sols. Il est maintenant encore couramment utilisé pour les matériaux qui s'écoulent par cisaillement, Le critère de rupture de type Mohr-Coulomb (figure 2.3) est défini par les équations suivantes :

$$f^s(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi} = 0 \quad \text{Pour la partie AB avec } N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

$$f^s(\sigma_{ij}) = \sigma_3 - \sigma_1 = \sigma_3 - \frac{c}{\tan \varphi} = 0 \quad \text{Pour la partie BC}$$

où  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  désignent respectivement les contraintes principales extrêmes ( $\sigma_1 < \sigma_3$ ) avec la convention de signe suivante : les compressions sont comptées négativement.

La règle d'écoulement non associé définie par la fonction du potentiel plastique  $g^s$  est donnée par l'équation :

$$g^s(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad \text{où } \psi \text{ est l'angle de dilatance et } N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

règle d'écoulement associé pour la rupture par traction est dérivée par la fonction  $g^t$ , avec

$$g^t(\sigma_{ij}) = -\sigma_3$$

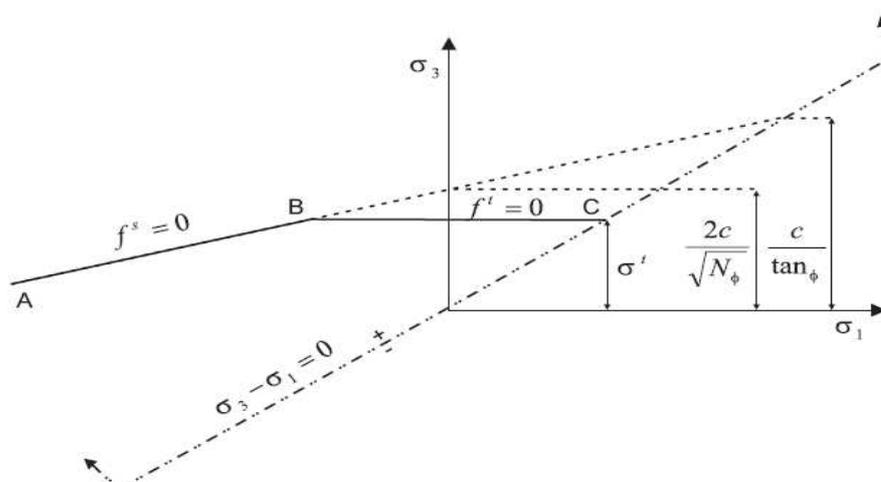


Figure 2.3 : Représentation du critère de plasticité dans le repère  $(\sigma_1, \sigma_3)$ .

### 2.5.1.3. Dilatance par cisaillement

La dilatance est un changement de volume qui accompagne la distorsion d'un matériau par cisaillement. Elle est caractérisée par l'angle  $\psi$  qui représente le rapport  $\Delta e^{Dv} / \Delta e^{Ps}$ . L'angle de dilatance peut être déterminé à partir des essais triaxiaux ou à la boîte de cisaillement, par exemple, l'idéalisation de la relation de la dilatance, basée sur le critère de Mohr-Coulomb est représentée en figure 2.3, pour un test triaxial. L'angle de dilatance est déterminé à partir de la représentation graphique de la variation de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale.

a) Domaine élastique:

$$\Delta e^V = \Delta e_1^e + 2\Delta e_2^e$$

On dérive par rapport à la déformation élastique axiale :

$$\frac{\Delta e^V}{\Delta e_1} = 1 + 2 \frac{\Delta e_2}{\Delta e_1} = 1 - 2\nu$$

b) Domaine plastique:

$$\Delta e^{VP} = \Delta e_1^{PS} + 2\Delta e_2^{PS}$$

On dérive par rapport à la déformation plastique axiale:

$$\frac{\Delta e^{VP}}{\Delta e_1^{PS}} = 1 + \frac{\Delta e_2^{PS}}{\Delta e_1^{PS}} = 1 - \frac{2\lambda_s N_\psi}{2\lambda_s} = 1 - N_\psi = \frac{2 \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

Pour les matériaux à frottement interne dont le critère de plasticité est du type de Mohr-Coulomb, une loi d'écoulement associée conduit généralement à surévaluer le gonflement qui accompagne la plastification par cisaillement. La mauvaise concordance entre l'expérience et les calculs explique l'introduction des lois d'écoulement non associées, dont les déformations plastiques dérivent d'un potentiel plastique de même forme mathématique que la fonction de charge mais l'angle de frottement est remplacé par l'angle de dilatance  $\psi$  avec  $\psi < \phi$ .

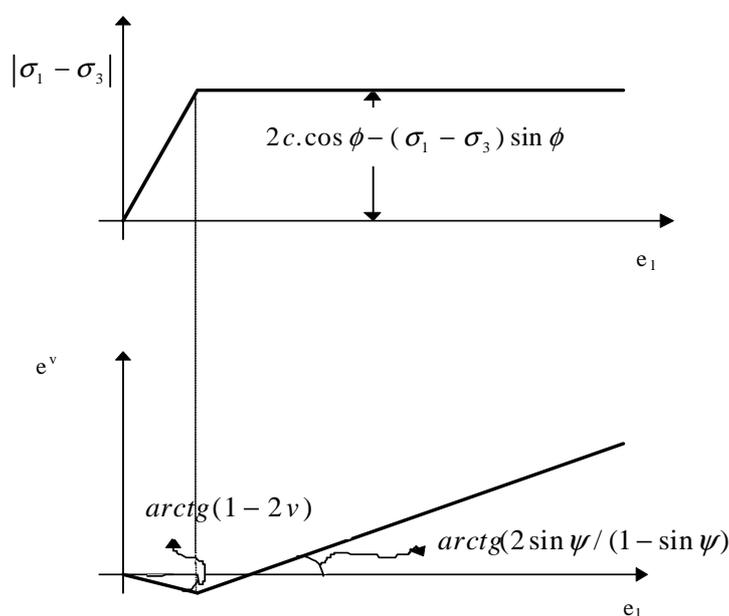


Figure 2.4 : Idéalisation de la relation de l'angle de dilatance à partir des résultats de test triaxial (VERMEER et BORST, 1984)

#### 2.5.1.4. Paramètres du modèle

Ce modèle est appelé par la commande *mod m*, les paramètres sont donnés par la commande *prop* comme suit:

- **Density** : densité du sol ;
- **bulk-mod** : le module élastique,  $K$  ;

- shear-mod : module de cisaillement,  $G$  ;
- cohésion : cohésion du sol ;
- friction : angle de frottement interne  $\varphi$  ;
- dilatance : angle de dilatance,  $\psi$  ;
- tension : contrainte limite de traction.

## 2.6 Modélisation des éléments de structures

### 2.6.1. Modèle de comportement

L'écran peut être discrétisé par des éléments massifs ou des éléments poutres (ou éléments « liner » en 3D). Le premier respecte bien la géométrie de l'ouvrage et offre uniquement les déplacements nœudaux et les contraintes au centre de l'élément. Les sollicitations de la structure ne sont pas explicites. Ils peuvent être déterminés par la programmation des relations contraintes sollicitations. Alors que l'élément poutre viole la géométrie de la structure mais fournit les sollicitations de manière explicite.

Les butons, éléments de structure conçus pour limiter la convergence des parois et de leurs transmettre uniquement l'effort de compression, peuvent être discrétisés par des éléments poutres avec des rotules aux points d'assemblages aux parois.

Le modèle de comportement de l'élément poutre est élastique linéaire sans limite de rupture. Cependant, il est possible d'introduire une limite de moment plastique.

### 2.6.2. Paramètres de l'élément poutre

Les paramètres à définir sont:

- $e$  : module d'élasticité
- $a$  : section transversale
- $I$  : moment d'inertie de la section
- $d$  : densité

- **pmom** : moment plastique optionnel (s'il n'est précisé la capacité du moment est supposée infinie).

## 2.7. Modélisation de l'écoulement

Dans le cas général, les terrains sont en partie baignés par des nappes d'eau en équilibre hydrostatique ou en écoulement. La présence de cette eau dans les espaces interstitiels entre les grains induit des effets mécaniques sur le sol, forces d'écoulement appliquées aux grains, poids déjaugé et consolidation.

FLAC modélise l'écoulement de l'eau dans le milieu poreux tel que le sol, soit indépendamment de l'effet mécanique (calcul découplé), soit en tenant compte de l'interaction sol-fluide (calcul couplé). Ce dernier type de comportement induit deux effets mécaniques. Dans le premier, le changement de la pression interstitielle génère un changement en contraintes

Effectives qui peuvent affecter la réponse du solide. A titre d'exemple, une réduction des contraintes effectives peut induire un écoulement plastique. Dans le deuxième, le fluide réagit par un changement de pressions interstitielles à la variation mécanique du volume. Les équations de l'écoulement et les conditions aux limites sont exprimées en termes de pression au lieu de charge hydraulique couramment utilisée en mécanique des sols.

La formulation de l'écoulement de FLAC est basée sur des relations simples, en utilisant la loi de Darcy pour un milieu poreux anisotrope. L'effet de gravité est incorporé dans la formulation afin de permettre à l'eau de se migrer en toute zone non totalement saturée. Avec formulation, une surface libre apparaît naturellement dans un calcul d'écoulement.

Dans le cas des problèmes couplés drainés ou non drainés, la convergence au régime statique peut être très lente (ie ; plusieurs pas de calcul mécanique sont nécessaire pour garder l'équilibre quasi statique) quand le module volumique de l'eau est très grand par rapport au module de confinement du sol  $K+(4/3)G$ .

L'étude des mouvements d'eau dans les milieux poreux est un problème important pour le géotechnicien, car ces mouvements peuvent modifier au cours du temps la distribution des pressions exercées dans les massifs de sol, tant du point de vue mécanique (modification du poids des massifs et soulèvement hydrostatique) que du point de vue hydraulique (évolution des forces

d'écoulement). La détermination du champ de pressions interstitielles dans les massifs et de son évolution au cours du temps est donc une donnée dont il faut tenir compte dans le calcul de dimensionnement des ouvrages.

Si la perméabilité du sol est élevée, le mouvement de l'eau est instantané et la pression interstitielle n'est pas modifiée. Ainsi, dans le cas d'un remblai construit sur un sol perméable, la pression interstitielle est constamment égale à la pression interstitielle initiale. En revanche, si la perméabilité du sol est faible par rapport à la vitesse de variation des contraintes, l'eau interstitielle ne peut s'écouler de manière instantanée et se met en surpression qui se dissipe dans le temps (le sol se consolide).

Le comportement d'un sol perméable est toujours un comportement à long terme (condition drainée). Alors que le comportement d'un sol peu perméable évolue entre deux comportements extrêmes :

- Un comportement à court terme lorsque le sol vient d'être chargé ou déchargé. Aucune variation de volume n'a encore pu se produire et les variations des contraintes normales sont reportées totalement ou en partie sur l'eau interstitielle (condition non drainée) ;
- Un comportement à long terme lorsque la surpression interstitielle due au chargement du sol s'est dissipée et que le régime d'écoulement de l'eau est devenu permanent (condition drainée).

DUNCAN (1996) a indiqué que, pour les problèmes faisant intervenir des chargements non exceptionnels, les sols dont le coefficient de perméabilité est supérieur à  $10^{-6}$  m/s peuvent être analysés en conditions drainées et les sols de coefficient de perméabilité inférieur à  $10^{-9}$  m/s en conditions non drainées.

## 2.8. Conclusion :

En géotechnique, il est impossible d'obtenir toujours des données complètes sur les sols ou les roches du site; par exemple: l'état de contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent être que partiellement bien connues. En conséquence l'outil de simulation numérique ne doit pas être une boîte noire qui offre uniquement une solution aux données introduites. Mais plutôt, il doit permettre aussi des expérimentations numériques "Numerical Laboratory". Le code

FLAC respecte cette particularité en offrant la possibilité à l'utilisateur de tester ses idées, d'introduire ses propres modèles de comportement et de modéliser les séquences de construction.

*FLAC* utilise la méthode des différences finies avec la même souplesse de la méthode des éléments finis. Il n'est pas compétitif pour la résolution des problèmes statiques linéaires en petites déformations surtout avec les codes utilisant la Méthode des Eléments Finis, par contre il l'est pour les systèmes physiques complexes présentant une forte non-linéarité, de grandes déformations, de grands déplacements ou des instabilités physiques.

La richesse du code en modèles incorporés de comportement des sols et des roches, en changement de charges, en commandes (permettant de fabriquer des procédures de modélisation adaptées aux problèmes en géotechnique), en éléments d'interface et en éléments de structure (poutre, butons) rend cet outil de simulation très compétitif en géotechnique. Ceci justifie le choix de ce code pour notre analyse numérique du comportement de l'interaction sol-rideau en présence d'écoulement.

## **Chapitre 3**

---

### **Description de l'ouvrage**

**-Cas de métro de Toulouse ligne B-**

## Chapitre 3

### Description de l'ouvrage -Cas du métro de Toulouse -

#### 3.1 Introduction

Les 12,6 km de la ligne B du métro de Toulouse ont été réalisés au moyen de tunneliers utilisant différentes techniques de stabilisation du front, à savoir la pression de boue, la pression de terre et la pression d'air. De plus, une petite partie a été excavée de manière conventionnelle. Cette galerie, longue d'environ 50 mètres (10m de large et 8m de haut) a été réalisée séquentiellement, en deux demi-sections, à l'aide d'une pelle mécanique. La demie section supérieure a été excavée au rythme moyen de 1,5m par jour, en trois postes ; la partie inférieure a été réalisée une fois la partie supérieure entièrement excavée, à la vitesse moyenne de 2,5m par jour. Le revêtement temporaire consiste en cintres HEB200 et en 20cm de béton fibré.

Le but de l'instrumentation est l'évaluation des mouvements verticaux et horizontaux du massif de sol, et les déformations des bâtiments proches. L'équipement de surface est constitué de deux tubes inclinométriques, d'un extensomètre de forage multipoint, d'un nivellement de précision des têtes d'extensomètre et des repères implantés sur la chaussée et sur les maisons, ainsi que de mesures d'extensions horizontales et de rotations d'une des maisons.

Ce chapitre rapporte le projet, déroulement des travaux, les conditions géotechniques de site et dispositif expérimental.

#### 3.2. Description du projet :

##### 3.2.1. L'ouvrage et son site :

A cause de la rupture des dents de la couronne d'entraînement de la roue du tunnelier ainsi que de dommages importants aux rouleaux supportant cette couronne et aux dix moto-réducteurs d'entraînement de la couronne, le tunnelier du lot 5 a été stoppé entre les stations Ranguel et Saouzelong après avoir parcouru environ 200 m sur les 600 m de cette troisième interstation. N'étant pas possible de réparer la couronne sur place, il fallait extraire celle-ci et en re-fabriquer une nouvelle.

Pour accéder à cette couronne, il était impossible de faire un puit à l'aplomb de la tête, le tunnelier étant arrêté sous une villa. Il a été décidé d'accéder au tunnelier par le creusement, de

manière conventionnelle, d'une galerie à partir du futur ouvrage de ventilation « Avions », situé 42m en avant.

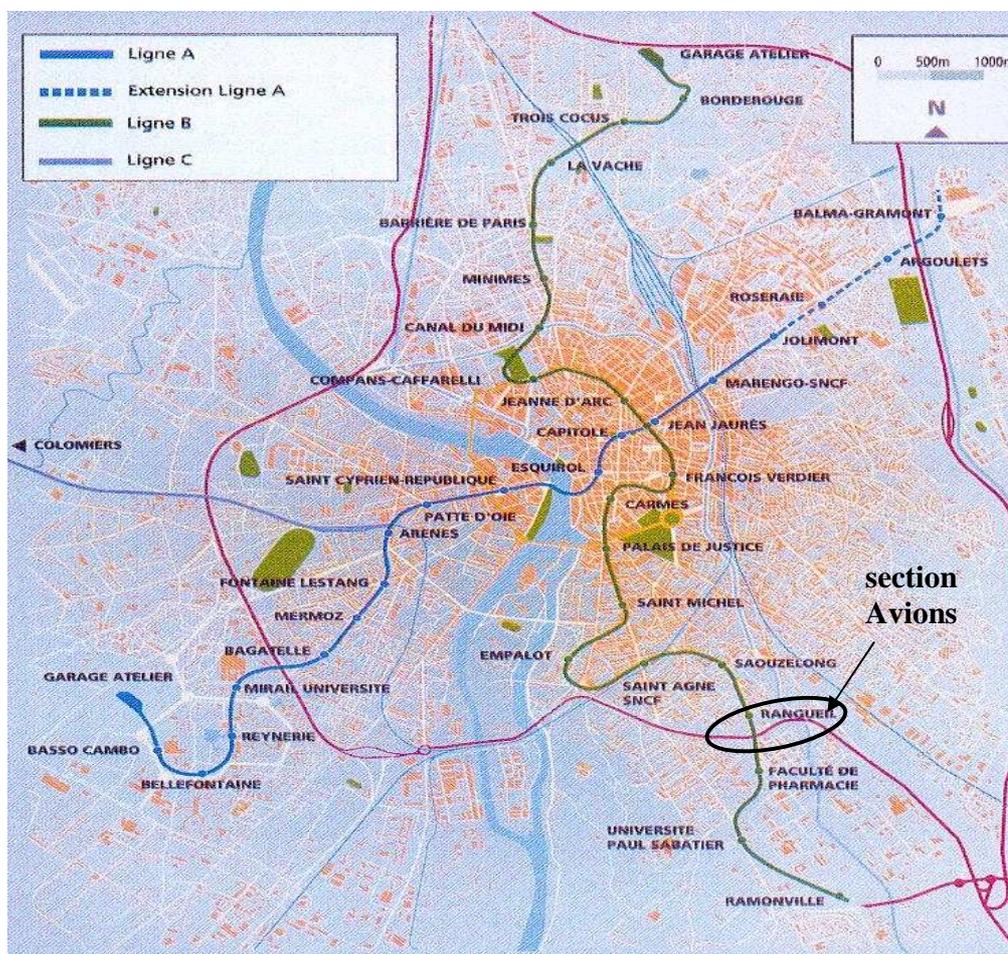


Figure 3.1 : Plan du réseau du futur métro toulousain

Les dimensions de cette galerie sont de 10 m de large et 8 m de haut. Après creusement de la galerie, le tunnelier a été ripé jusqu'au niveau de l'ouvrage de ventilation, avec mise en place des voussoirs standard au cours du ripage.

En surface, le quartier est constitué de villas avec jardin. Les 42 m de galerie sont situés essentiellement sous chaussée, et seul le coin d'une maison intercepte le tracé (figure 3.2).

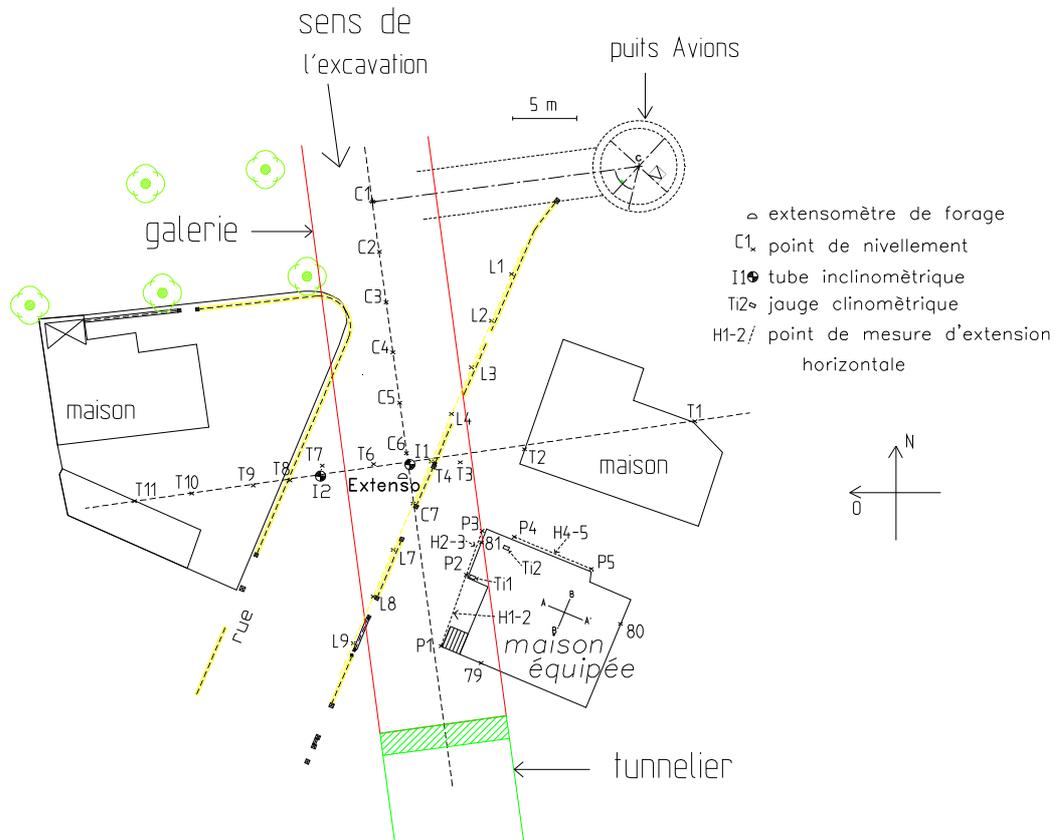


Figure 3.2 : Situation de la galerie et implantation des instruments de mesure

### 3.2.2 Dérroulement des travaux

Cette galerie, longue de 37 m a été réalisée séquentiellement, en deux demie- sections, au moyen d'une pelle mécanique, avec mise en place de cintres et béton projeté (figure 3.3).

La demie section supérieure a été excavée au rythme moyen de 1,5 m par jour, en trois postes ; la partie inférieure a été réalisée une fois la partie supérieure entièrement excavée, à la vitesse moyenne de 2,5 m par jour.

L'excavation de la galerie a duré 2 mois, de fin janvier à fin mars 2004.

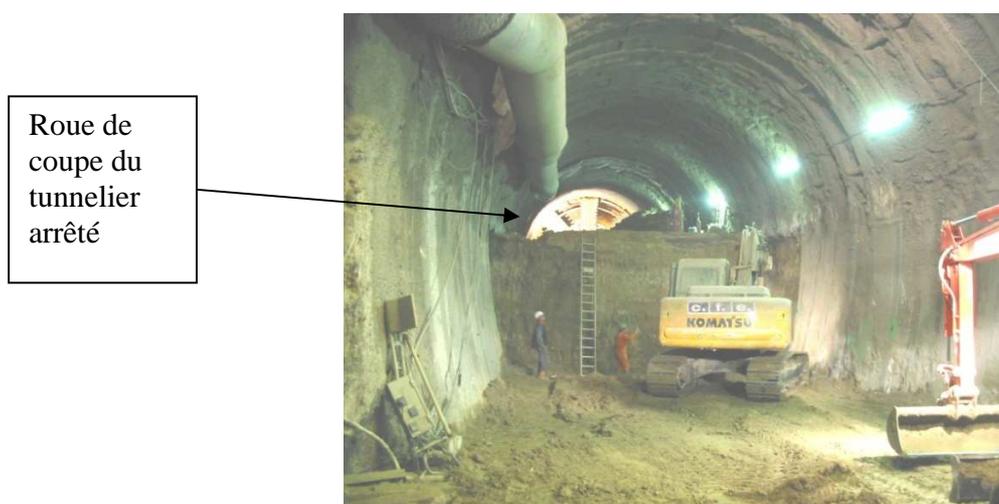


Figure 3.3 : Les travaux en galerie durant l'excavation de la demi-section inférieure

### 3.2.3. CONDITIONS GEOLOGIQUES :

Plusieurs sondages ont été réalisés le long de l'axe de la galerie pour la reconnaissance des conditions géologiques. Les logs correspondants montrent des conditions relativement uniformes :

- 3m de remblais et d'alluvions sablo-limoneuse
- plus de 20m de terrains molassiques su-rconsolidés (argile dure et lentille de sable dense, avec quelques passages calcaireux).

Le niveau de la nappe se situe 2,5m sous le niveau du terrain naturel. La couverture de terrain au-dessus du tunnel est de 14m environ.

Les caractéristiques géotechniques de la molasse ont été déterminées par des essais en laboratoire. Le résultat dans le tableau suivant :

**Tableau 3.1 :**

Type de sol	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$K_0$	$C_u$ kPa	$\phi_u$ degrés	E MPa	$\nu$
Remblais mollasse	20	11	0,5	0	25	20	0,33
- argileuses	22	12	1.6	300	0	150	0,5
- sableuses (M4)	21	11	1.6	120	35	150	0,5
- sableuses (M6)	21	11	1.6	0	35	150	0,5

### 3.2.4. PLAN D'INSTRUMENTATION (DISPOSITIF EXPERIMENTAL)

L'emplacement de chaque instrument est présenté sur les (figures 3.2 et 3.4)

- 2 tubes inclinométriques : I1 placé dans l'axe de la galerie, I2 situé à 1,5 m à l'extérieur du piédroit.
- 1 extensomètre de forage à trois points avec acquisition automatique, placé à coté de l'inclinomètre I1.
- des points de nivellement sur chaussées et maisons pour un suivi topographique de précision.
- des points de mesures de distances horizontales au moyen d'un convergencemètre à fil invar sur la maison la plus proche de l'axe de la galerie.
- des jauges clinométriques à acquisition automatique pour le contrôle des mouvements de rotation de cette même maison.

Les mesures sur ces instruments ont été faites régulièrement au cours des deux phases d'excavation de la galerie, et jusqu'à 4 mois après la fin des travaux.

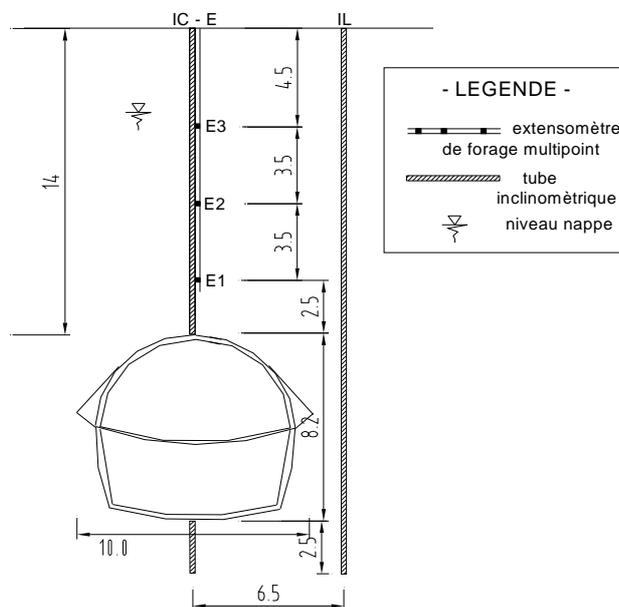


figure3.2 : Description de la section de mesure

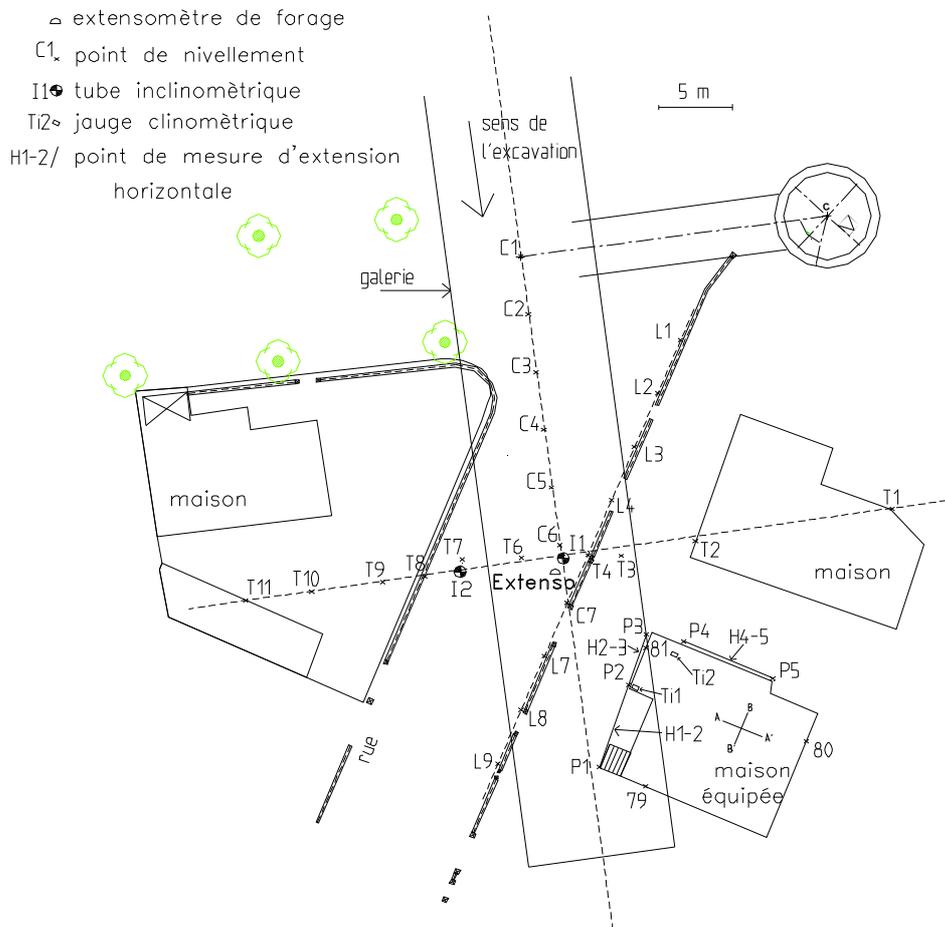


Figure 3.3 : Localisation des instruments de mesure

### 3.3. Déroulement de la campagne de mesures

Le nivellement de référence a été réalisé le 4 février 2004, alors que le front des travaux d'excavation se situait 14 mètres avant l'inclinomètre I1, soit un peu avant le point C3. Les autres mesures de référence (inclinomètre, extensomètre, extension horizontale, rotation) datent du 11 février, quand le front était à 4 m du tube inclinométrique I1, soit un peu après le point topographique C5.

L'ensemble des mesures a été effectué régulièrement durant les travaux, parfois plusieurs fois par jour, et jusqu'à 4 mois après la fin de ceux-ci.

La tête de l'extensomètre a été équipée d'un système électrique permettant l'acquisition automatique des mesures. On dispose ainsi de mesures en continu du 11 février au 15 juin 2004.

Les relevés topographiques dont on dispose sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Mesure	Date / heure	Distance front / section	Remarque
Initiale	04/02/2004 14:00	-14	
1	11/02/2004 15:00	-4	
2	12/02/2004 11:00	-2,5	
3	13/02/2004 11:00	-0,5	
4	14/02/2004 16:00	1	
5	16/02/2004 17:00	2,5	
6	17/02/2004 14:00	4,5	
7	18/02/2004 10:30	5,5	
8	20/02/2004 13:30	9	
9	23/02/2004 13:15	12,5	
10	24/02/2004 9:30	13,5	
11	25/02/2004 14:00	16,5	
12	26/02/2004 11:00	19	
13	27/02/2004 14:00	21	Fin creusement ½ sup.
14	28/02/2004 12:00	21	

Tableau 3.2: Synthèse des mesures topographique durant les travaux d'excavation de la demie section supérieure

Mesure	Date / heure	Distance front / section	Remarque
15	01/03/2004 14:00	-18	Creusement ½ inf. rampe
16	02/03/2004 10:00	-18	Rampe
17	03/03/2004 10:00	-18	Rampe
18	04/03/2004 14:00	-18	5 cintres posés au rameau
19	05/03/2004 10:00	-18	
20	08/03/2004 10:00	-18	
21	09/03/2004 10:00	-18	
22	11/03/2004 15:00	-15	Début ½ inf. galerie vers le sud
23	15/03/2004 14:00	-9	
24	16/03/2004 10:00	-6	
25	17/03/2004 10:00	-3	
26	18/03/2004 10:00	0	
27	19/03/2004 10:00	5	
28	22/03/2004 10:00	8	
29	23/03/2004 17:00	10	
30	24/03/2004 10:00	11	
31	25/03/2004 10:00	14	
32	26/03/2004 10:00	21	Fin creusement ½ inf.
33	29/03/2004 10:00	21	
34	30/03/2004 10:00	21	
35	31/03/2004 10:00	21	
36	06/04/2004 10:00	21	
37	21/04/2004 10:00	21	
38	11/05/2004 10:00	21	
39	09/06/2004 10:00	21	
40	02/08/2004 14:00	21	

Tableau 3.3 : Synthèse des mesures topographique durant les travaux d'excavation de la demie section inférieure

Mesure	Date / heure	Distance front / section
Initiale	04/02/2004 16:00	-14
1	11/02/2004 17:00	-3
2	13/02/2004 10:00	-1

Tableau 3.4 : Synthèse des mesures inclinométriques en I1

Mesure	Date / heure	Distance front / section	Remarque
Initiale	11/02/2004 14:00	-4	
1	12/02/2004 10:00	-2,5	
2	13/02/2004 10:00	-1	
3	16/02/2004 16:00	2,5	
4	18/02/2004 9:30	5,5	
5	24/02/2004 8:30	13,5	
6	03/03/2004 11:00	21	Fin creusement ½ sup.

Tableau 3.5 : Synthèse des mesures inclinométriques en I2 - demie- section supérieure

Mesure	Date / heure	Distance front / section	Remarque
Initiale	03/03/2004 11:00	-18	
1	09/03/2004 9:00	-18	
2	15/03/2004 15:00	-9	
3	18/03/2004 9:00	0	
4	19/03/2004 9:00	5	
5	24/03/2004 9:00	11	
6	25/03/2004 9:00	14	
7	26/03/2004 9:00	21	Fin creusement ½ inf.
8	21/04/2004 9:00		+ 1 mois
9	04/06/2004 9:00		+ 2,5 mois

Tableau3.6: Synthèse des mesures inclinométriques en I2 - demie -section inférieure

Les relevés inclinométriques effectués au moyen des inclinomètres I1 et de I2 sont résumés dans les tableaux 3 à 5. Il est à noter que les mesures de l'inclinomètre I1 sont impossibles après le passage de la section par les engins d'excavation.

## **Chapitre 4**

---

### **Analyse des résultats numériques et confrontation avec les mesures**

## Chapitre 4 :

### Analyse des résultats numériques et confrontation avec les mesures

#### Modélisation numérique tridimensionnelle

##### 4.1. Introduction

Ce chapitre présente la modélisation numérique d'une petite partie du métro de Toulouse a été excavé de manière conventionnelle, avec conditions géologiques et géométriques disponibles. Cette galerie, longue d'environ 50 mètres (10m de large et 8m de haut) a été réalisée séquentiellement, en deux demi-sections, à l'aide d'une pelle mécanique.

Le code FLAC<sup>3D</sup> en différences finies explicites (Itasca, 2006) a été utilisé pour modéliser les différentes phases de réalisation de l'ouvrage. Les résultats de ce modèle 3D sont confrontés avec les mesures in-situ.

##### 4.2. Hypothèses géométriques et géotechniques

###### 4.2.1. Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage

La coupe géotechnique retenue pour le calcul est présente dans la (figure 4.1)

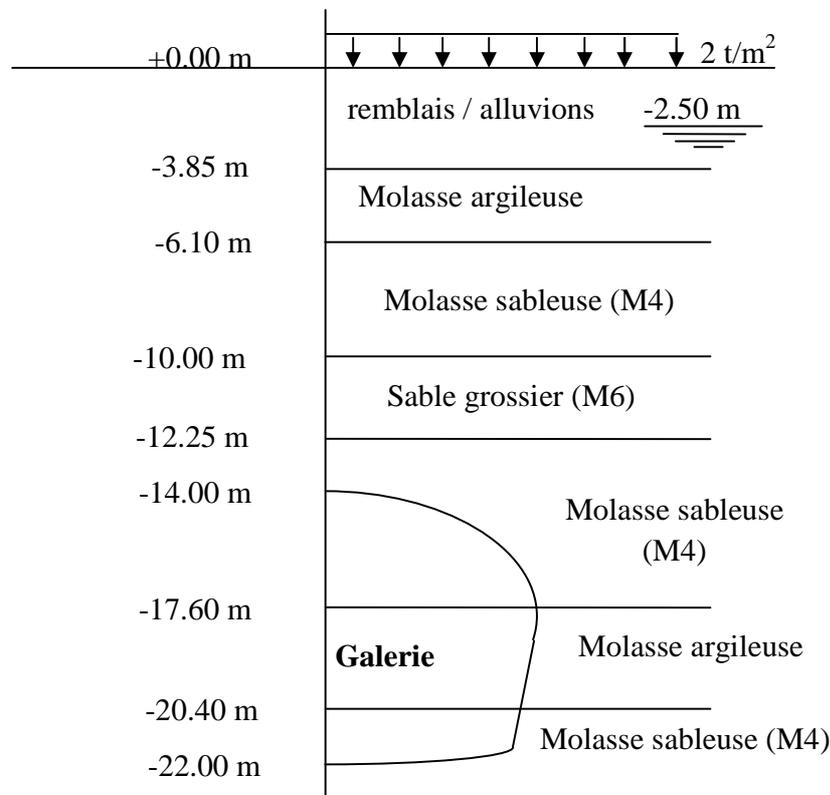


Figure 4.1 - Coupe de sol retenue pour les modélisations

#### 4.2.2. Caractéristiques géotechniques des matériaux:

Les caractéristiques géotechniques prises pour les différentes couches sont présentées dans le tableau 1.

**tableau1** : Paramètres de sol.

Type de sol	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$K_0$	$C_u$ kPa	$\phi_u$ degrés	E MPa	$\nu$
Remblais alluvions	20	11	0,5	0	25	20	0,33
Molasse argileuses	22	12	1.6	300	0	150	0,5
Molasse sableuses (M4)	21	11	1.6	120	35	150	0,5
Sable grossier (M6)	21	11	1.6	0	35	150	0,5

#### 4.2.3. Caractéristiques mécaniques des soutènements:

Caractéristiques mécaniques retenues pour soutènement réel (HEB 200 espacés de 1 m + béton projeté fibré de 0,20) sont les suivantes :

Module de Young  $E= 15.7$  GPa .

Coefficient de poisson  $\nu=0.25$ .

Epaisseur= 0.20 m.

#### 4.3. Les phases d'excavation mises en jeu sont les suivantes :

- phase 0 : initialisation des contraintes.
- phase 1 : surcharge.
- phase 2 : excavation et soutènement de la demi-section supérieure de 15 m de terrain.
- phases 3 à 16 : sur 7 m, par passe de 1 m, une phase d'excavation 1/2 sup, puis une phase de mise en place du soutènement. Un décalage de 0,50 m est conservé entre le front d'excavation et le soutènement, pour être conforme à la réalité du chantier.
- phase 17 : excavation et soutènement 1/2 sup des 15 derniers mètres de terrain.
- phase 18 : excavation et soutènement de la demi-section inférieure des 14 premiers mètres de terrain.
- phases 19 à 24 : sur 9 m, par passe de 3 m, une phase d'excavation 1/2 inf. puis une phase de mise en place du soutènement. Comme pour les phases 3 à 16, un décalage de 0,50 m est respecté entre le front et le soutènement.

- phase 25 : excavation et soutènement 1/2 inf. des 14 derniers mètres de terrain.

Elles sont résumées sur le schéma de principe en (Figure 4.2).

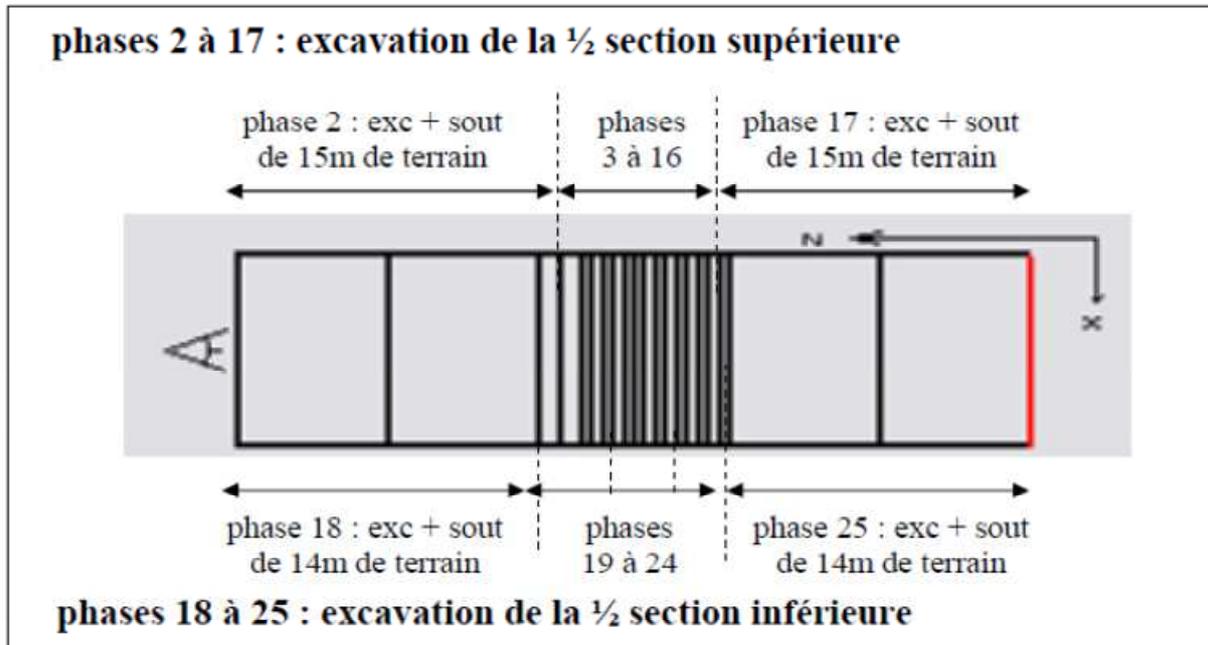


Figure 4.2 : Schéma du principe des phases d'excavation

#### 4.4. Le maillage tridimensionnel :

La (figure 4.3) présente la simulation numérique avec le logiciel flac 3D de l'excavation de tunnel de Toulouse, afin de vérifier la stabilité de galerie et la tenue des systèmes de soutènement mis en place, Le sol est modélisé en élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb . Ce choix est justifié par le caractère très fortement surconsolidé de la molasse ( $K_0 = 1.6$ ): celui-ci conduit pendant les différentes phases d'excavation à un comportement sensiblement élastique du sol aussi bien dans les zones en chargement que dans celles subissant un déchargement (mise à part une plastification locale au niveau de la frange superficielle du fond de la galerie).

Les conditions aux limites du modèle sont les suivantes :

- déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ;
- déplacement vertical nul suivant la base du modèle.

La taille du maillage est fixée à 50 m dans la direction transversale X, et 37 dans la direction longitudinale Y (direction du creusement) et de 53.5 m en profondeur. La couverture au dessus

du tunnel est toujours de 14 m. Le maillage est raffiné autour de l'excavation pour obtenir une bonne qualité des résultats (nécessite d'être raffiné dans les zones de forte variation des contraintes). Dans les zones éloignées, nous avons dû grossir le maillage afin de diminuer les temps de calcul. Au final le nombre de zones du maillage est d'environ 89310 et il comporte 95120 nœuds.

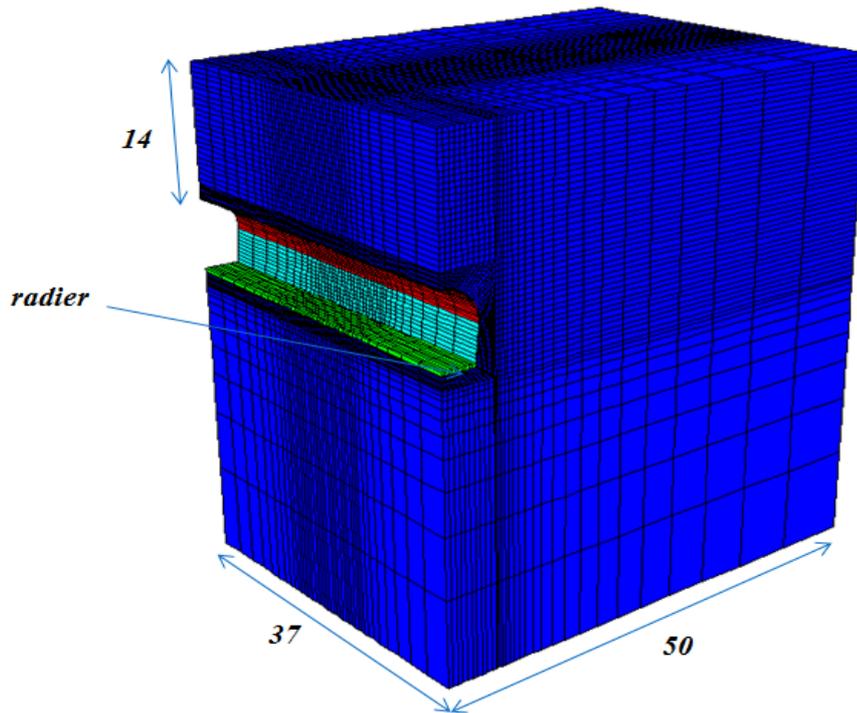


Figure 4.3 : Modèle 3D adopté, vue du maillage.

## 4.5 Résultat obtenus pour le modèle flac 3D

### 4.5.1 Mouvement dans une section transversale au creusement

les (figures 4.4 à 4.7) présentent l'évolution des tassements de surface et des déplacements horizontaux pour différentes positions du front d'excavation par rapport au plan de la section. Ces résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous.

	tassement max surface (mm)	i courbe Gauss (m)	dépl. horizontal max (mm) *	profondeur (m)
fin ½ sup	3.37	13.16	-2.22	16.35
fin des travaux	3	20	-5.72	19.1

\* le signe – correspond à une convergence vers la galerie.

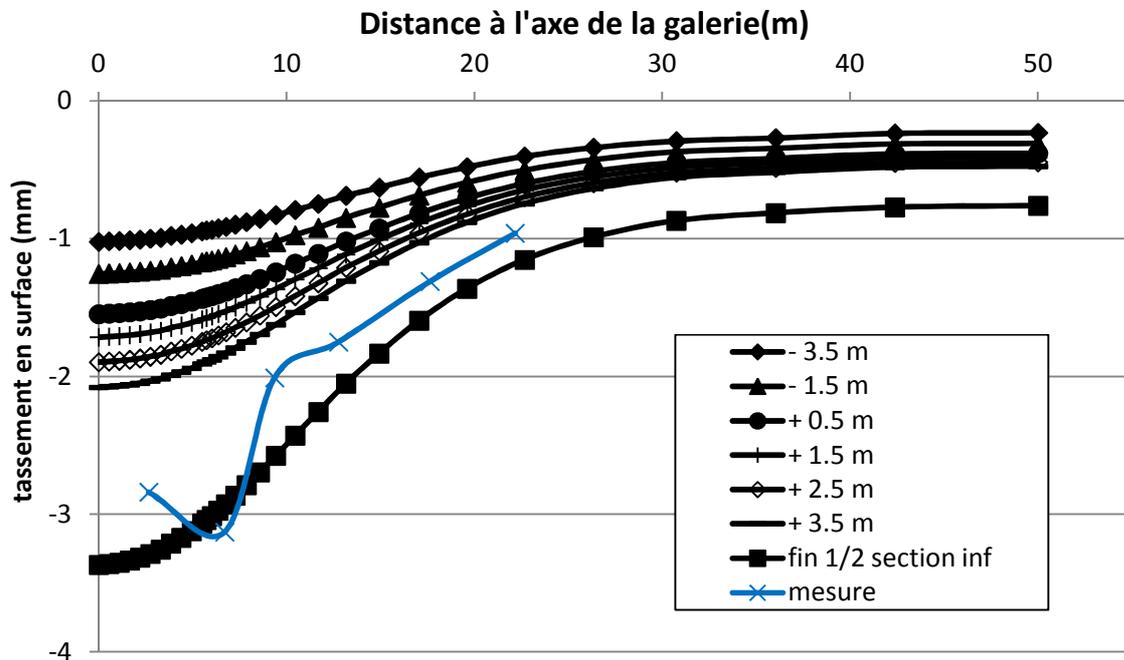


Figure 4.4 : Evolution des tassements en surface calculés par le modèle FLAC 3D

-excavation de la demi-section supérieure

D'après la (figure 4.4) qui montre l'évolution des tassements de surface du profil transversal correspondant à la position des points T6 à T11, on constate que les travaux d'excavation, de la demi-section supérieure, entraînent le développement de tassements jusqu'à 3.37 mm. Le maximum de tassement calculé en surface est atteint à l'aplomb de l'axe de la galerie. La cuvette des tassements peut être approché par une courbe de Gauss dont les valeurs caractéristiques sont  $S_{max} = 3.37$  mm et  $i = 13.16$  m.

En confrontant les résultats de calcul 3D aux mesures in situ, on constate une bonne concordance, en termes de tassement de surface lors de l'excavation de la demi-section supérieure (ordre de grandeur très comparable).

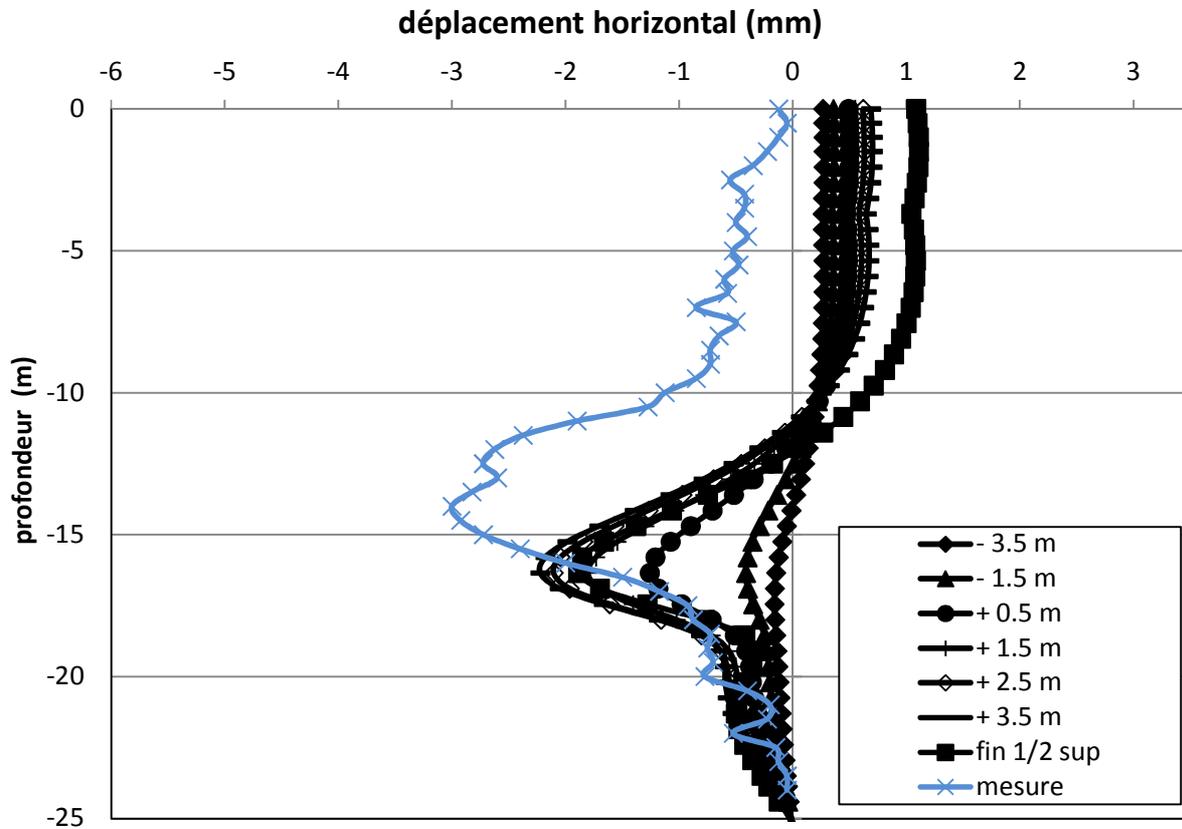


Figure 4.5 Evolution des déplacements horizontaux calculés par le modèle FLAC 3D - 1/2section supérieure

La (figure 4.5) présente l'évolution des déplacements horizontaux transversaux, le calcul nous montre, en fin d'excavation de la demi-section supérieure, une convergence horizontale du terrain vers la galerie de l'ordre de 2,22 mm à 16.35 m de profondeur.

- En termes de déplacements horizontaux, on remarque que les résultats du calcul 3D ont tendance à sous-estimer légèrement les mesures inclinométriques lors de l'excavation de la demi-section supérieure (une diminution de 31% du déplacement maximal à la fin de l'excavation de la demi-section supérieure).

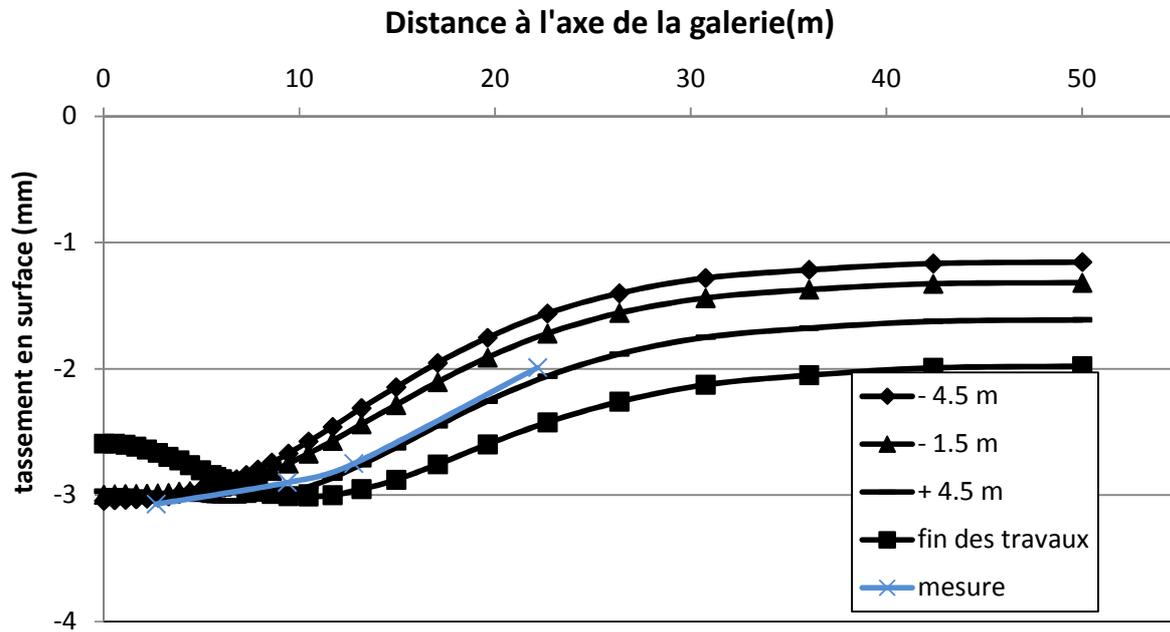


Figure 4.6 : Evolution des tassements en surface calculés par le modèle FLAC 3D  
- 1/2 section inférieure

- A la fin des travaux d'excavation, le modèle numérique nous montre un tassement maximal de 3 mm. La cuvette des tassements est plus large et peut être approché par une courbe de Gauss pour laquelle  $i = 20$  m. En fin des travaux, le tassement est diminué par rapport au tassement maximal de fin 1/2 section supérieure, la forme de la cuvette de tassement n'est pas correctement approchée par le modèle numérique. Toutefois, l'ordre de grandeur des tassements est bon (voir figure 4.6).

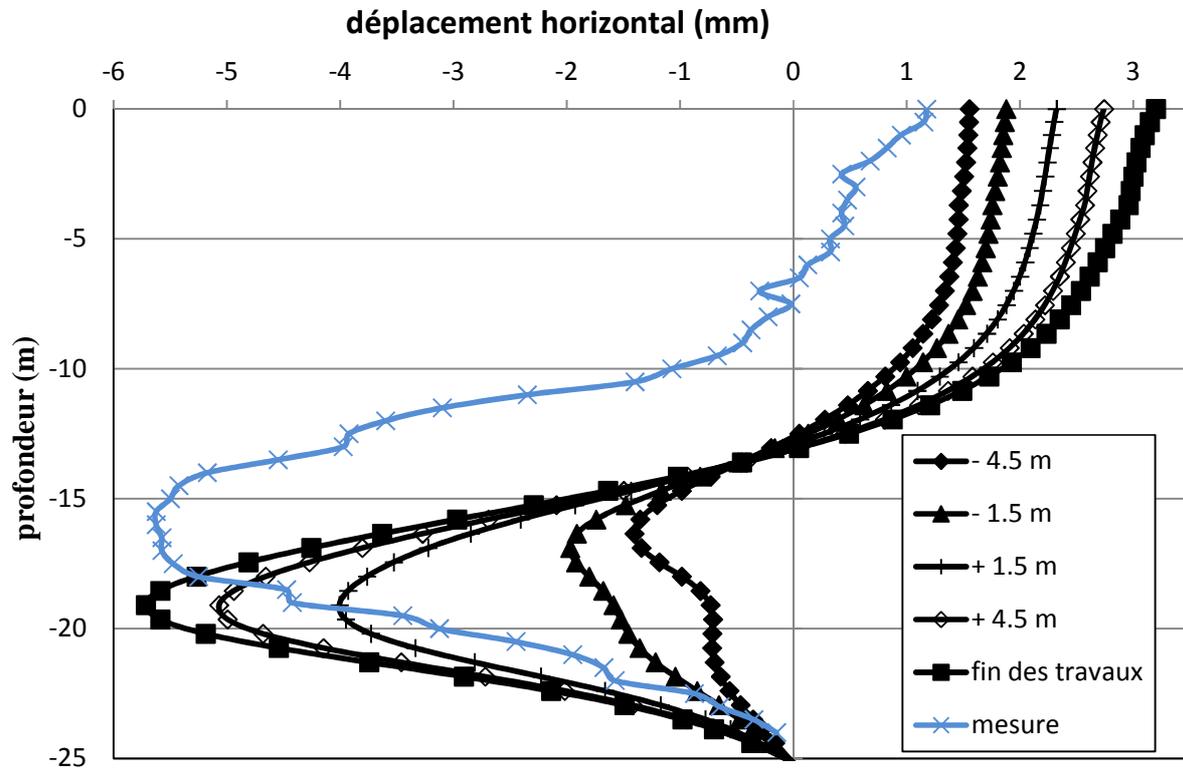


Figure 4.7 : Evolution des déplacements horizontaux calculés par le modèle FLAC 3D Pendant l'excavation de la demi-section inférieure

Dans les (figure 4.7), Les déplacements horizontaux occasionnés par le creusement de la demie section inférieure sont plus importants puisque au final on calcule 5.72 mm de convergence à 19.1 m de profondeur On remarque que le calcul est bien approché par le déplacement max de mesure mais ce maximum est situé en bas.

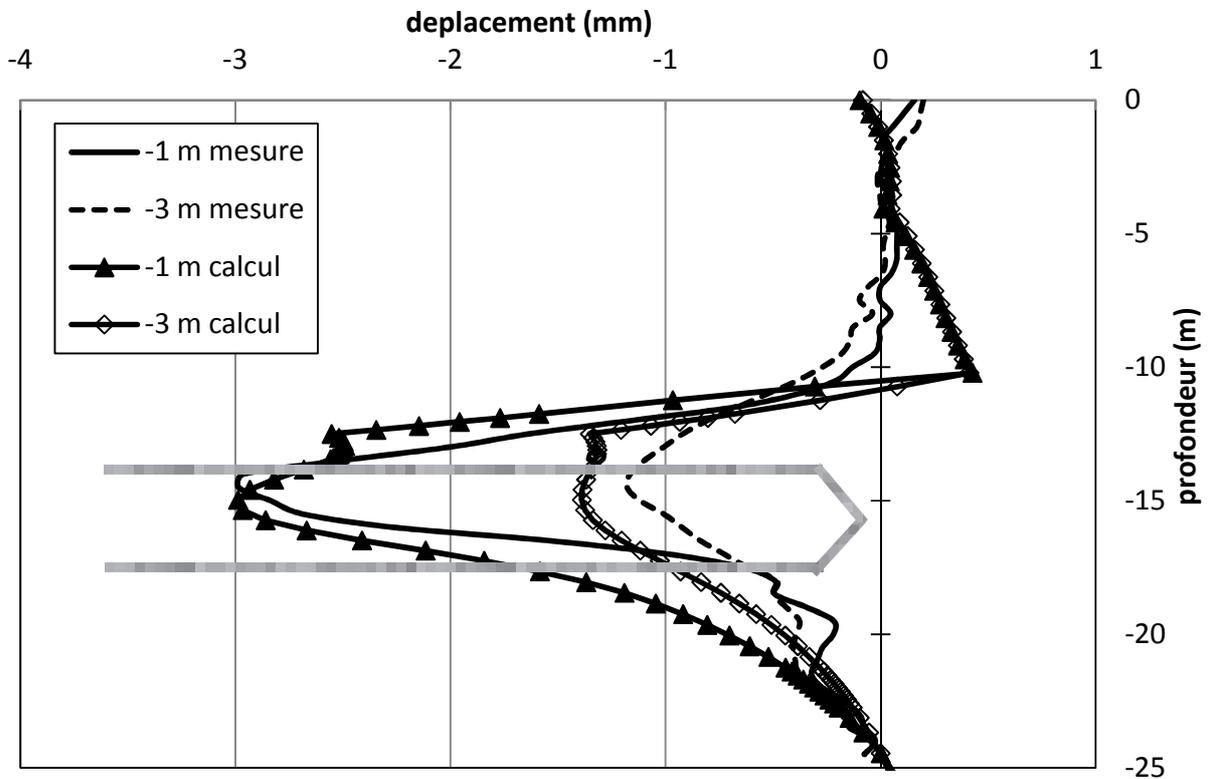
**4.5.2. Mouvement dans une section longitudinale au creusement :**

Figure 4.8 1 : Mouvements horizontaux longitudinaux dans le tube II durant l'excavation de la demi-section supérieure

Le tube II (figure 4.8) fait apparaître une convergence progressive du terrain vers la galerie durant l'excavation de la demi-section supérieure. Le déplacement longitudinal maximum mesuré atteint 3 mm dans le cas de front d'excavation est situé à moins de 1 m du tube. Le déplacement mesuré dans la position (-3 m) atteint 1.2 mm ce déplacement restant faible, et le calcul numérique montre un déplacement plus proche de mesure.

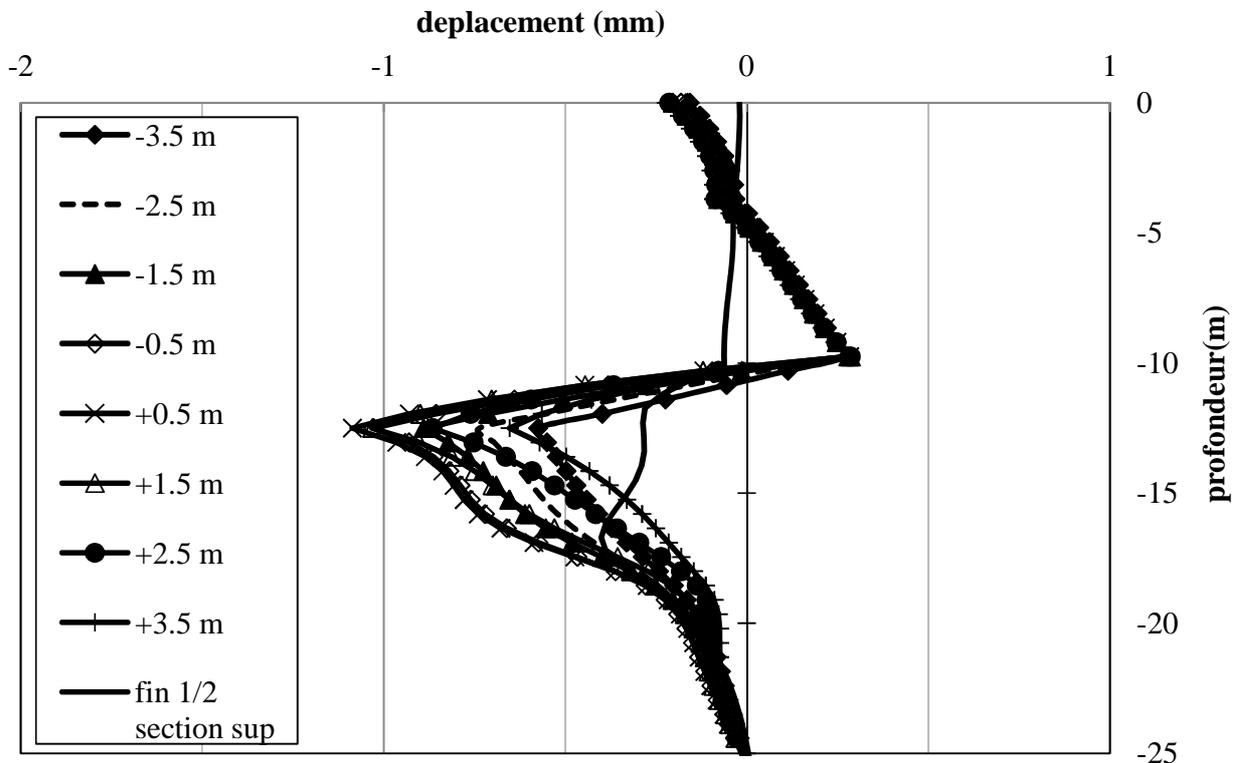


Figure 4.9 : Mouvements horizontaux longitudinaux dans le tube I2 durant l'excavation de la demi-section supérieure

Le tube I2, latéral à l'axe de la galerie, montre peu de déplacements longitudinaux durant l'excavation de la demi-section supérieure (au maximum 1 mm – voir figure 4.9), néanmoins on remarque un mouvement vers le front d'excavation avec l'avancée de celui-ci, ce qui se traduit par une avancée puis un recul du tube dans la direction longitudinale.

#### 4.6 Étude de sensibilité :

Influence du coefficient des terres au repos  $K_0$  :

Le coefficient de pression des terres au repos est rarement mesuré mais intervient de manière importante dans le calcul par l'intermédiaire des forces de déconfinement appliquées sur les bords libres du tunnel. Le résultat de mesure ont révélé l'amplitude de mouvements horizontaux plus importants, que celles des mouvements verticaux, cette résultat entrave présumer une valeur du coefficient des terres au repos  $K_0$  supérieur à 1.

Le but de cette étude, c'est l'observation d'influence de coefficient de terre en repos  $k_0$ .

nous avons réalisé , Cinq autres calculs pour observation d'influence de coefficient de terre en

repos  $k_0$  , à savoir  $k_0=1$  (modèle « $K_0=1$  ») ,1,3 (modèle «  $K_0=1,3$  »), 1,5 (modèle «  $K_0=1,5$  »), 1,7 (modèle «  $K_0=1,7$  »), et 1,9 (modèle «  $K_0=1,9$  »).

Nous rappelons que le modèle de base de cette étude est le modèle «  $K_0 = 1.6$  » Présenté au paragraphe 4.4

Les Résultats de l'étude de sensibilité au coefficient des terres au repos  $K_0$  dans le tableau suivant :

	fin de pose soutènement en partie supérieure		fin de pose soutènement en stross	
	tassement max surface (mm)	dépl. horizontal max (mm) *	tassement max surface (mm)	dépl. horizontal max (mm) *
$K_0=1$	4,3	-0,59	3,81	-3,26
$K_0=1.3$	3,83	-1,21	3,18	-4,48
$K_0=1.5$	3,51	-1,66	2,78	-5,32
$K_0=1.6$	3,68	-1,88	2,59	-5,72
$K_0=1.7$	3,22	-2,14	2,40	-6,07
$K_0=1.9$	2,95	-2,66	2,01	-6,66

\* le signe - correspond à une convergence vers la galerie, le signe + à une divergence

L'augmentation du coefficient des terres au repos entraîne une diminution du tassement de surface et une augmentation du déplacement horizontal.

**Interprétation des résultats :**

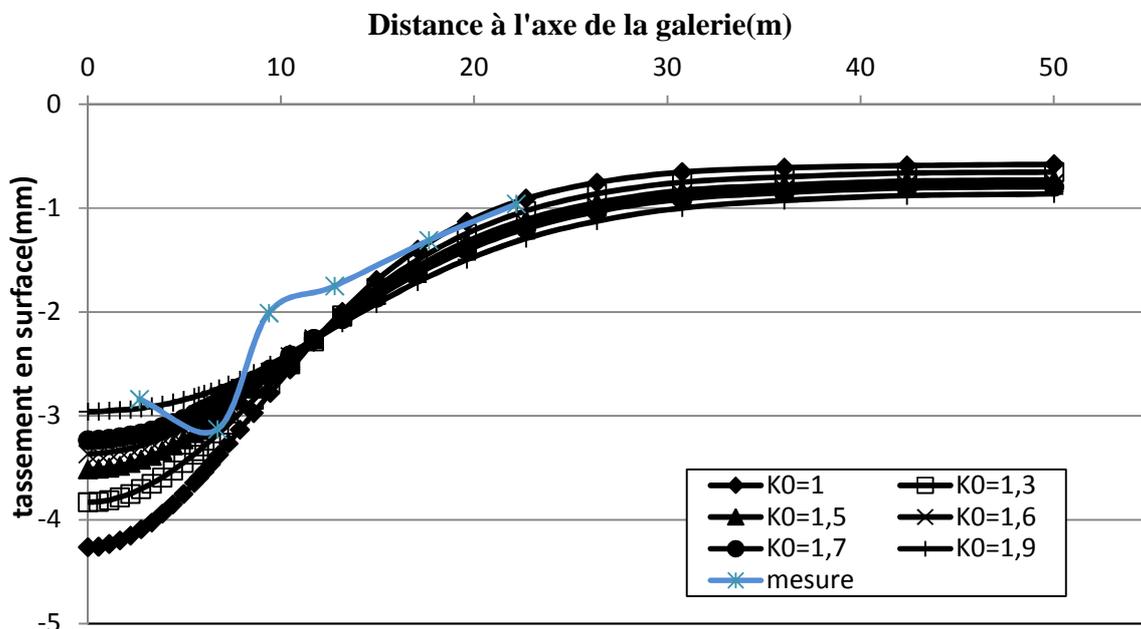


Figure 4.10 :Tassements en surface - comparaison des mesures et des modèles avec  $K_0$  variant de 1 à 1,9 -fin ½ sup

La (figure 4.10), correspondant le tassement en surface a l'influence de coefficient de terre en repose, et nous avons observé L'augmentation du coefficient des terres au repos entraîne une diminution du tassement de surface et le cas  $k_0=13$  est le maximum de tassement est proche de mesure

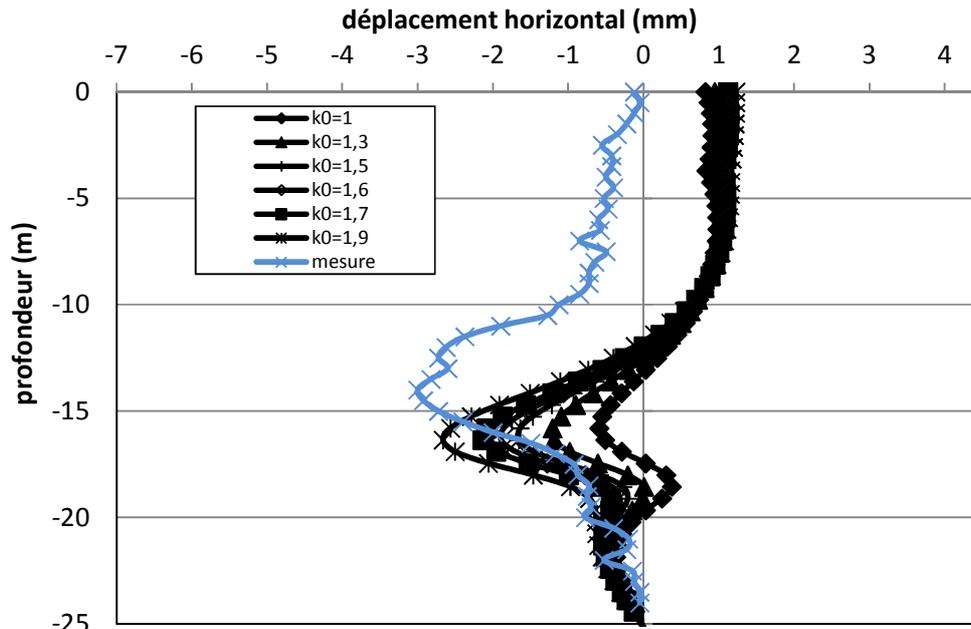


Figure 4.11 : Déplacements horizontaux à 1,5 m du piédroit à variation  $K_0$   
-fin ½ sup

Dans le (figure 4.11) nous avons observé augmentation de coefficient de terre en repos induit de augmentation de déplacement horizontale parce que le déplacement max =1.9 mm, et ce déplacement est proche de mesure

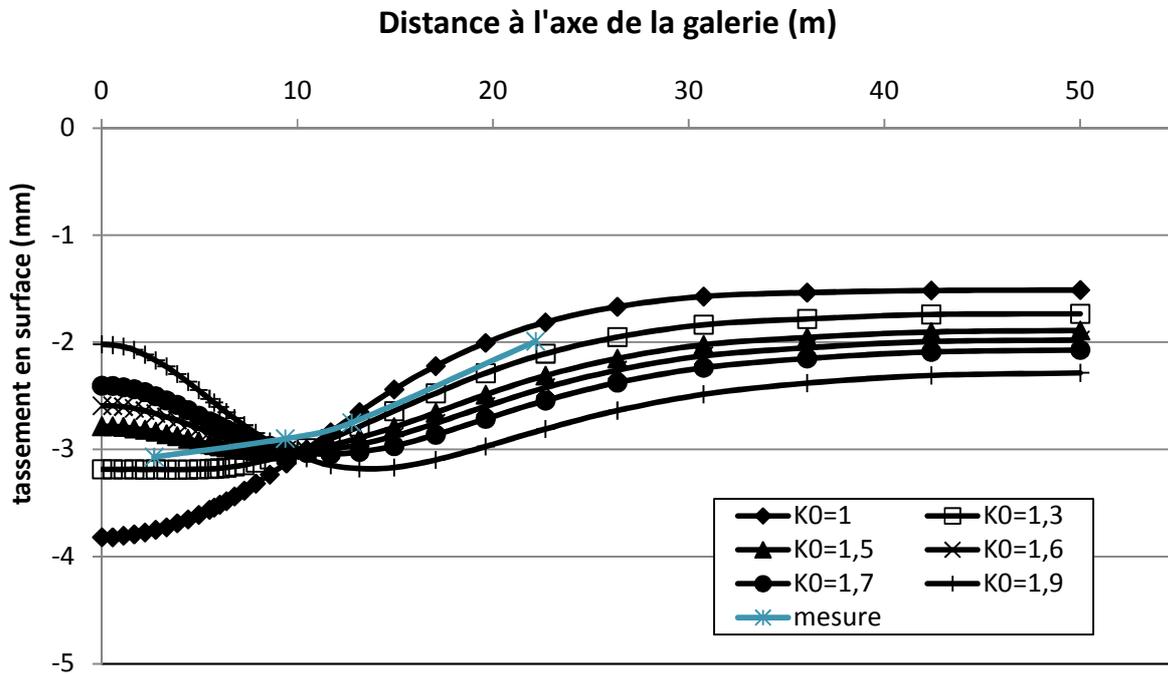


Figure 4.12 Tassements en surface - comparaison des mesures et des modèles avec  $K_0$  variant de 1 à 1,9 –fin des travaux

-A partir de  $K_0 = 1,3$  le maximum de tassement à la fin des travaux est décalé par rapport à l'axe de la galerie (voir la Figure 4.12). En terme de tassement de surface, le cas  $K_0 = 1,3$  est le plus proche des mesures de part la forme de la cuvette et l'ordre de grandeur du tassement maximum.

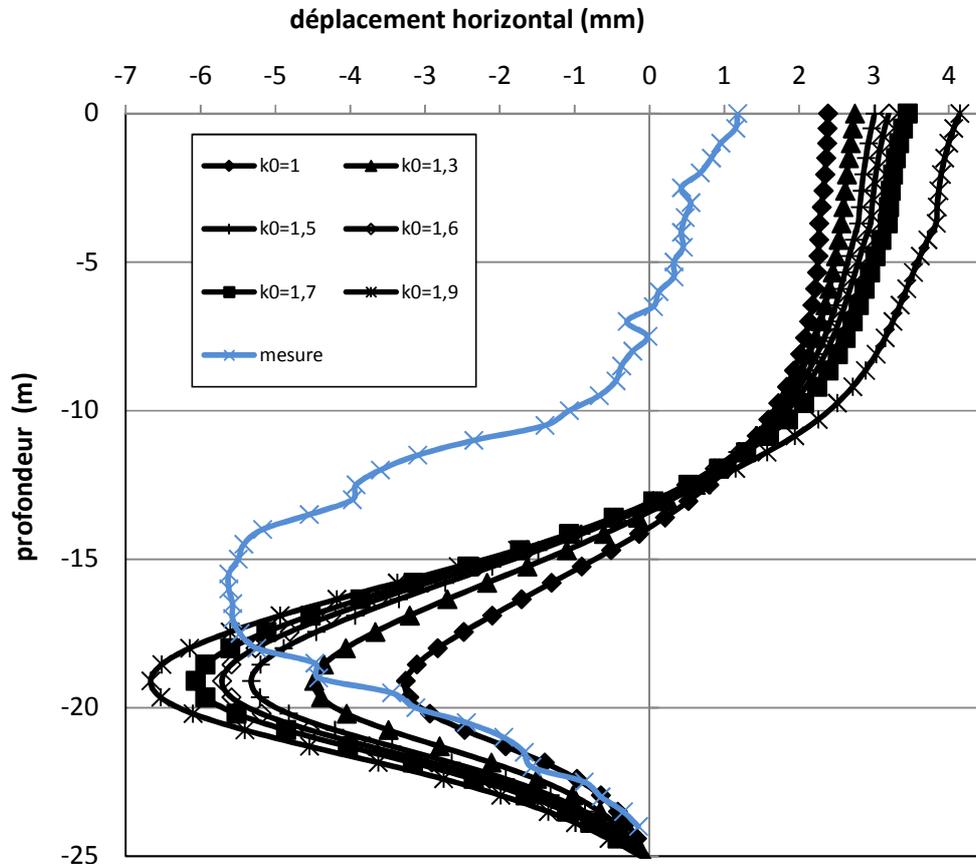


Figure 4.13 : Déplacements horizontaux à 1,5 m du piédroit à variation  $K_0$   
- fin des travaux

En terme de déplacement horizontal à 1,5 m du piédroit, la valeur  $K_0 = 1,6$  donne la meilleure valeur du maximum, mais ce maximum est situé plus bas que ce que l'on a mesuré (voir Figure 4.13).

Compte tenu de ces résultats et les résultats des essais œnométriques  $K_0$  à haute pression réalisés, nous conservons la valeur de  $K_0 = 1.6$  pour la suite des modélisations.

#### 4.7 Etude de sensibilité : le paramètre d'élasticité E

##### 4.7.1. Relations module d'Young - profondeur

Dans le but de déterminer des modules de déformation dans la gamme des contraintes qui règnent dans le massif de sol, des essais triaxiaux CD à haute pression (de 300 kPa à 3 MPa) ont été effectués sur différents échantillons de sol (Serratrice, 2005). Une nette dépendance des modules

avec la contrainte de confinement est constatée. On peut ainsi évaluer l'augmentation de ce module en fonction de la profondeur.

Ces essais ont été réalisés sur deux échantillons :

- l'échantillon 1, prélevé entre 9,40 et 9,90 m de profondeur, constitué d'une argile silteuse localement micacée.

- l'échantillon 2, prélevé entre 4,30 et 4,50 m de profondeur, constitué d'un silt micacé.

Les résultats des essais nous montrent deux relations sur l'évolution du module d'Young avec la profondeur :

- pour l'échantillon 1,  $E(\text{MPa}) = 9,9 * \text{profondeur} + 66,1$  (1)

- pour l'échantillon 2,  $E(\text{MPa}) = 2,5 * \text{profondeur} + 28,5$  (2)

Nous avons utilisé ces deux résultats pour la modélisation des molasses à partir du modèle de base déterminé précédemment, en prenant une valeur constante du module entre 0 et 10 m de profondeur, égale à la valeur calculée à 10 m.

On obtient ainsi deux nouvelles modélisations nommées « Eforts » (relation de l'échantillon 1) et « Efaibles » (relation de l'échantillon 2), dont les résultats sont présentés dans les figures( 4.15 à 4.18). Le modèle de base correspond quant à lui à une hypothèse de module constant dans les molasses, égal à 150 MPa.

On repère que les hypothèses Eforts et Efaibles, constituent des bornes inférieures et supérieures pour le calcul des déplacements verticaux et horizontaux mesurés.

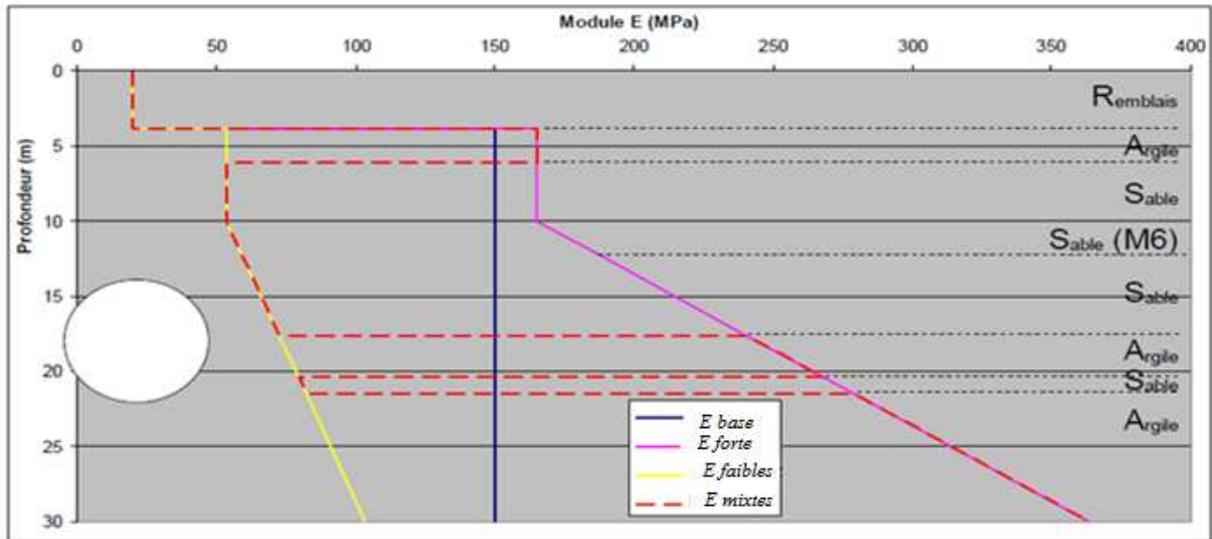


Figure 4.14 Evolution du module d'Young E en fonction de la profondeur

La figure 4.14 présente l'évolution du module E en fonction de la profondeur dans les trois cas cités.

Grossièrement, on peut considérer l'échantillon 1 comme représentatif de la molasse argileuse et l'échantillon 2 comme représentatif de la molasse sableuse.

Ainsi, on peut attribuer dans notre modèle la relation (1) à la molasse argileuse et la relation (2) à la molasse sableuse. Les résultats de ce modèle «  $E_{mixtes}$  » sont également présentés dans les (figures 4.15 à 4.18).

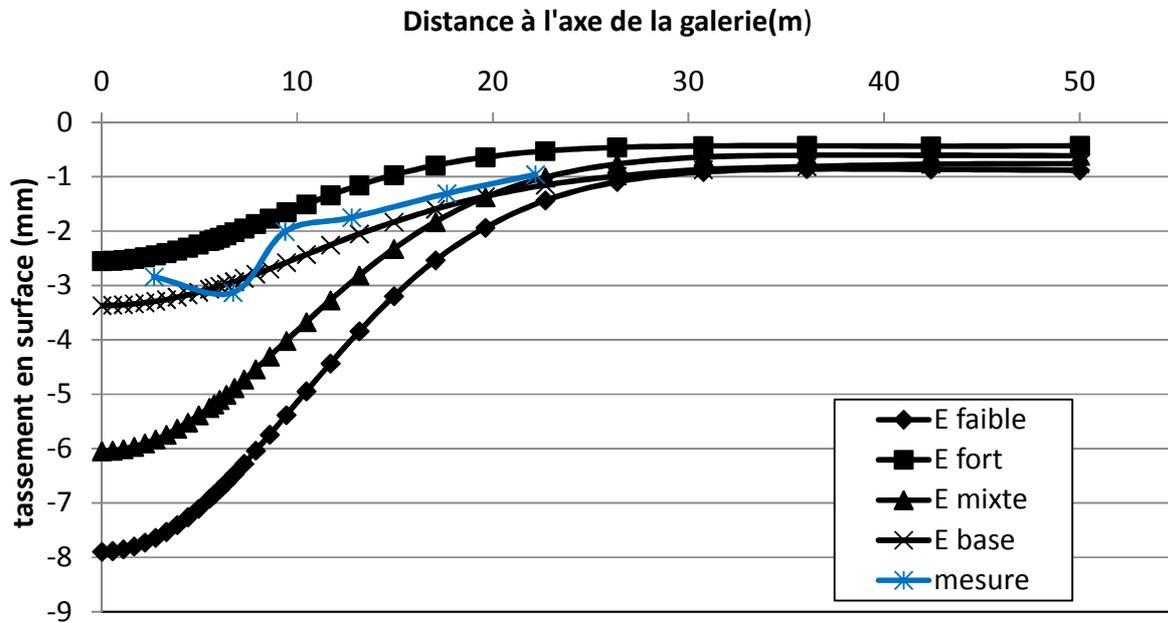
**Interprétation des résultats**

Figure 4.15 Tassements en surface - comparaison des mesures et des modèles « E base », Efort », « Efaible » et « Emixte » –fin ½ sup

-Dans la figure 4.15, le tassement max =7.9 mm est correspondant E faible, et le tassement max de Emixtes =6.4 mm, les 2 hypothèses donnent des résultats largement supérieurs à la mesure, et les hypothèses Eforts et E base encadrent la mesure à la fin de l'excavation de la demie section supérieure.

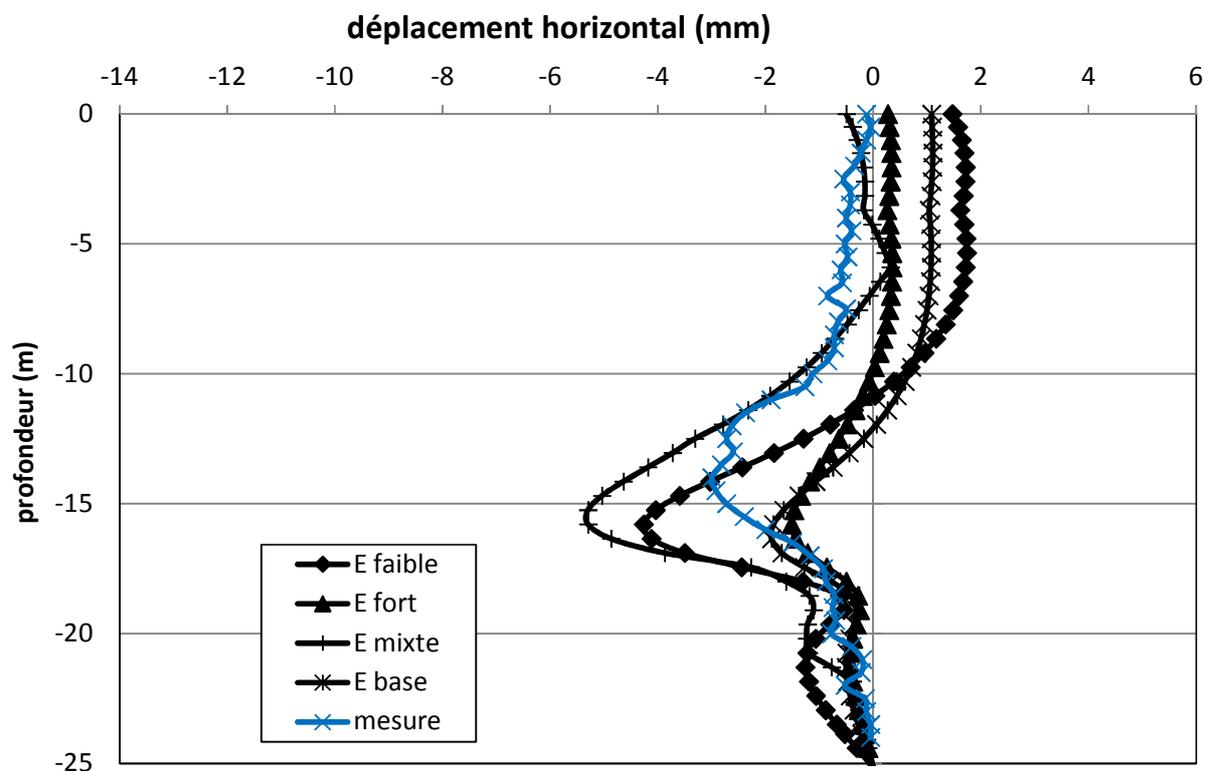


Figure 4.16 : Déplacements horizontaux à 1,5 m du piedroit -comparaison des résultats

des mesures et des modèles « E base », « Efort», « Efaible » et « Emixte » - fin 1/2 sup

-Dans la (figure 4.16) la forme de l'hypothèse Efort approche de manière correcte à la mesure, mais le résultat de cette hypothèse légèrement inférieur à la mesure.

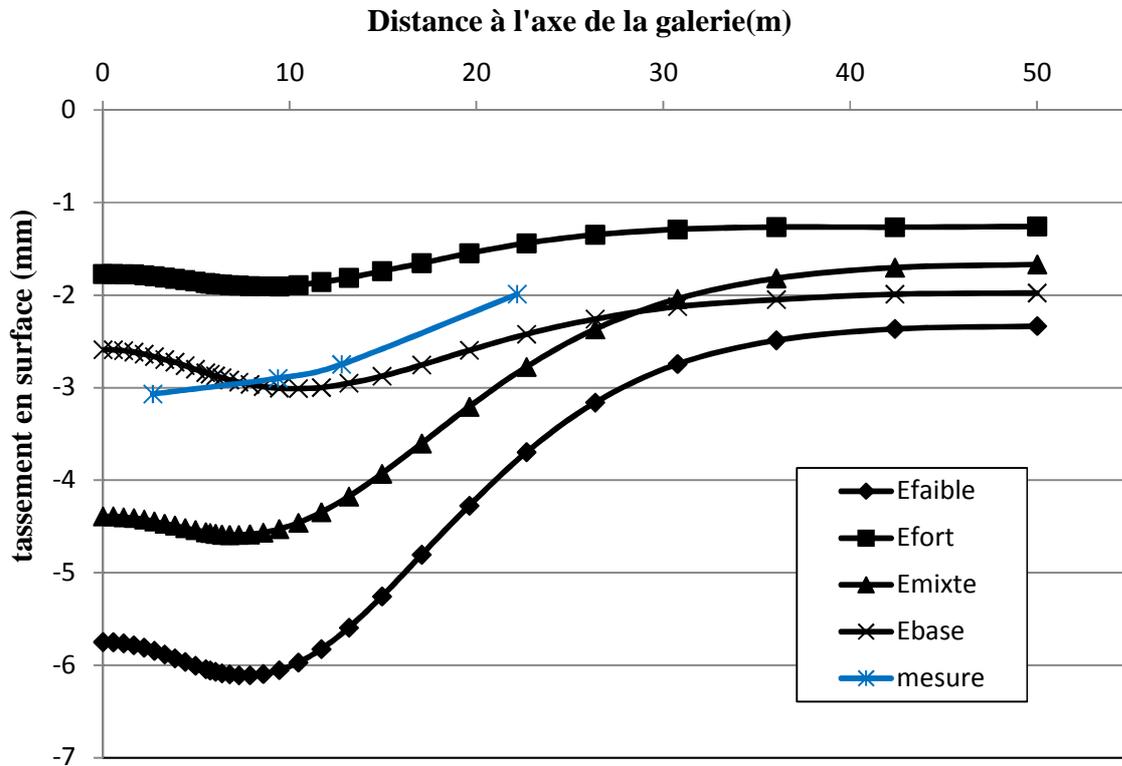
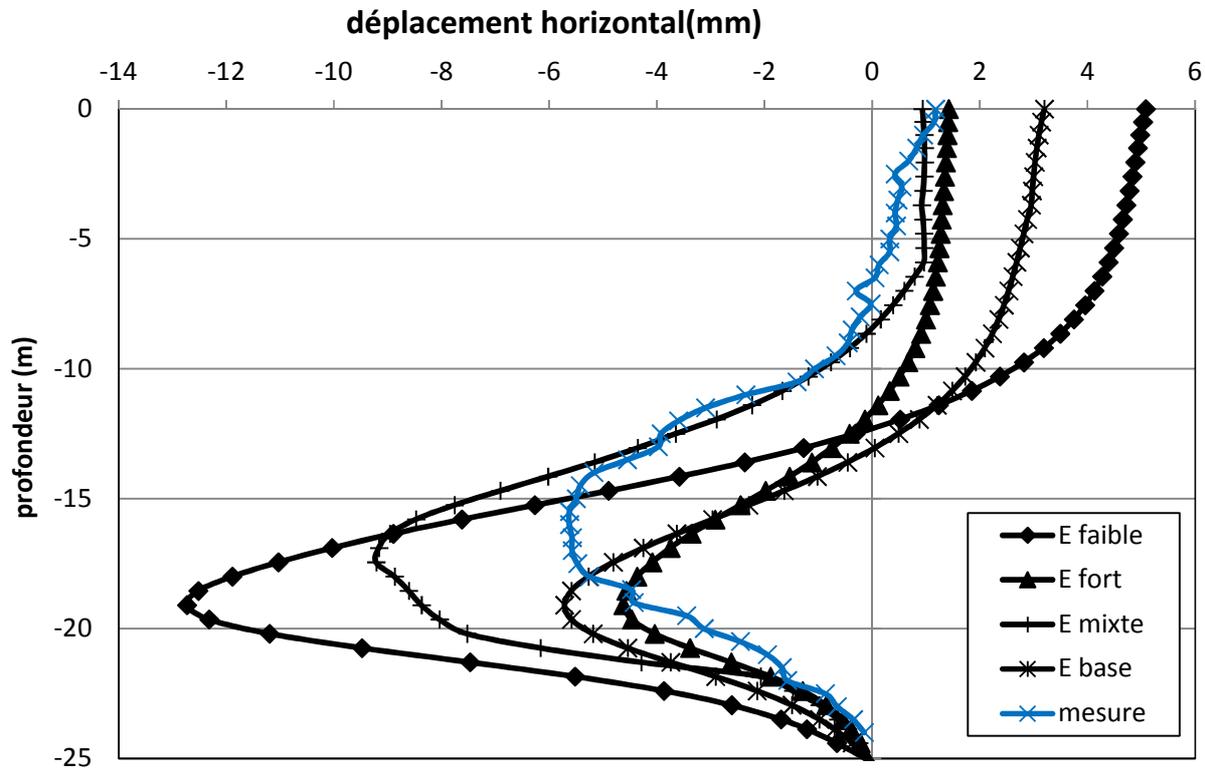


Figure 4.17 Tassements en surface - comparaison des mesures et des modèles « E base », « Efort », « Efaible » et « Emixte » –fin des travaux

- A la fin des travaux (figure 4.17), Les hypothèses Efaibles et Emixtes donnent des résultats largement supérieurs à la mesure, et la forme de la cuvette n'est pas correctement approchée par les hypothèses Eforts et E base, mais l'ordre de grandeur des déplacements est bon.



4.18 Déplacements horizontaux à 1,5 m - comparaison des résultats des mesures et des modèles « E base », « Efort », « Efaible » et « Emixte » – fin des travaux

En terme de déplacements horizontaux (figure 4.18), les hypothèses Efaibles et Ebase surestiment le maximum, l'hypothèse Eforts le sous-estime, mais la forme des déplacements est décalée vers le bas dans les modélisations ; ainsi, les terrains situés dans la demie section supérieure et en clé de galerie ne sont pas assez sollicités en poussée dans les modèles.

On va donc chercher à solliciter les terrains situés entre 10 et 15 m de profondeur.

#### 4.7.2. Calage du module dans les sables grossiers M6 :

On a essayé de réaliser ce calage pour les trois cas d'évolution du module d'Young défini au paragraphe ci-dessus, à savoir Eforts, Efaibles et Emixtes. Dans les deux derniers cas, Efaibles et Emixtes, il s'avère que modifier le module d'Young de la couche de sable grossier M6 ne suffit pas à approcher de manière convaincante les mesures obtenues sur le chantier. Avec l'utilisation de la relation Eforts, relation établie à partir de l'échantillon 1, une diminution du module

d'Young dans les sables grossiers est nécessaire pour augmenter les déplacements horizontaux et verticaux à ce niveau. Le meilleur calage des déplacements verticaux et horizontaux est obtenu avec une valeur de module d'Young dans les sables grossiers M6 égal 15 MPa. Les résultats de cette modélisation sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	tassement max surface (mm)	dépl. horizontal max (mm) *
fin ½ sup	3.58	2.7
Fin des travaux	3.05	5.27

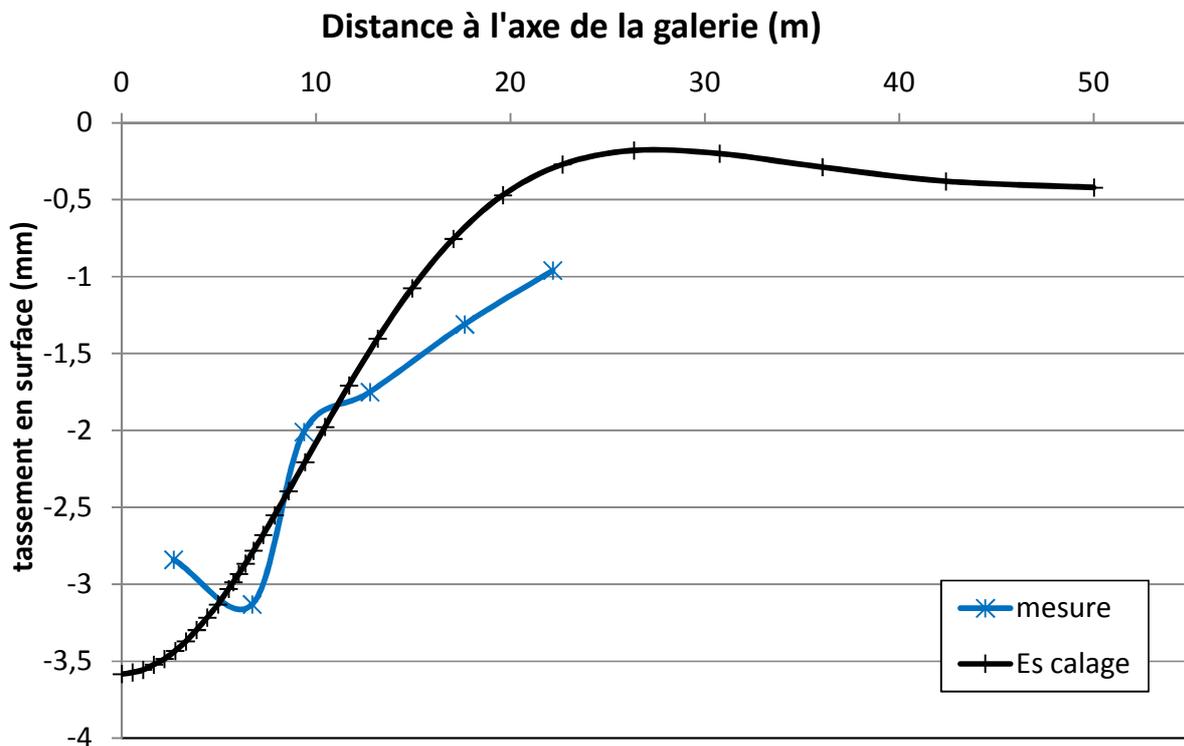


Figure 4.19 : Tassements en surface - comparaison des mesures et du modèle « EsCalage »  
- fin 1/2 sup

Le déplacement de modèle Es calage peut approche de déplacement du mesure de tassement en surface avec une différence dans la forme.

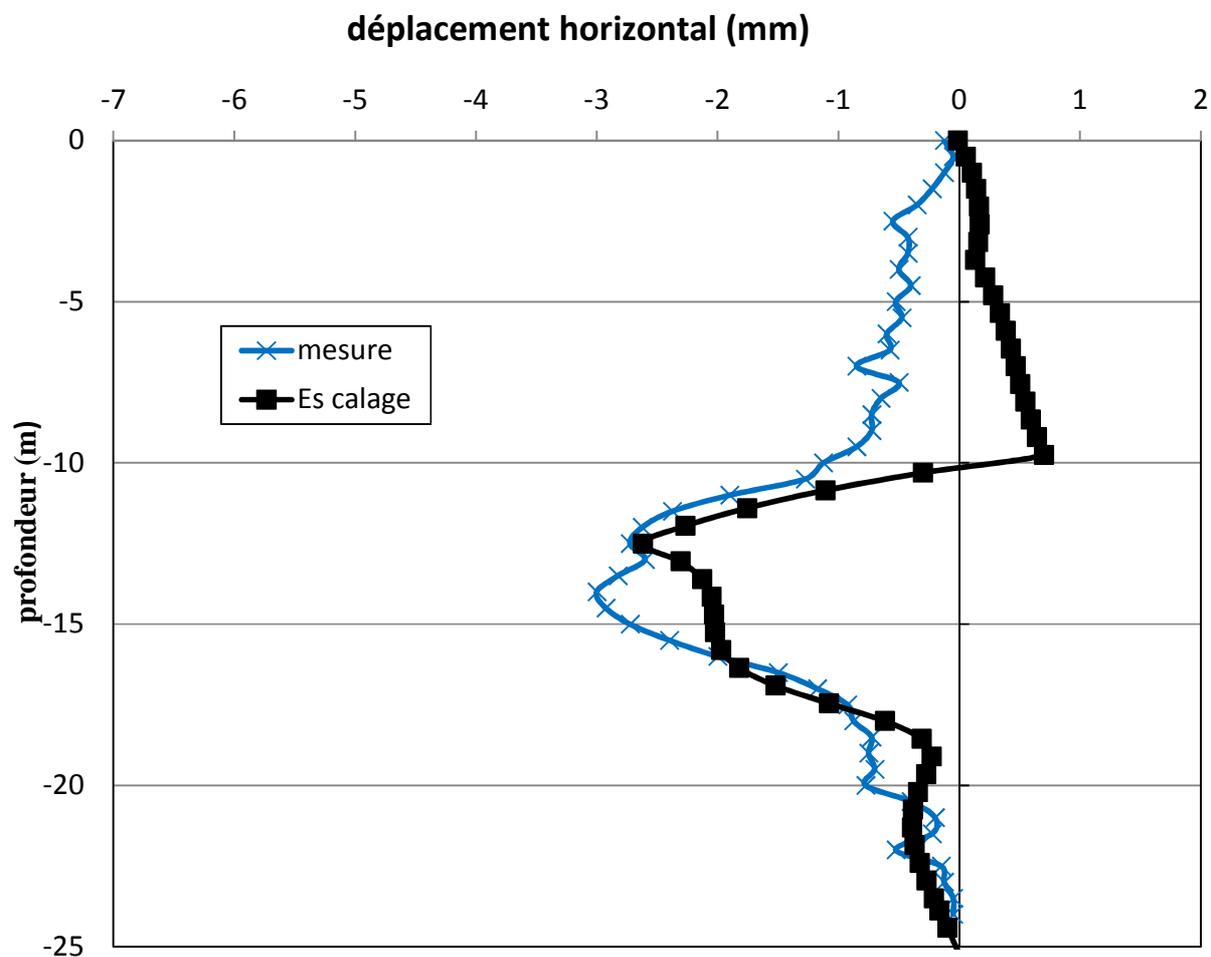


Figure 4.20 : Déplacements horizontaux à 1,5 m du piédroit  
comparaison des résultats des mesures et du modèle « EsCalage » - fin ½ sup

Avec un peu concentration dans la (figure 4.20). nous avons observé, la forme de modèle Es calage est très concordant avec les mesures.

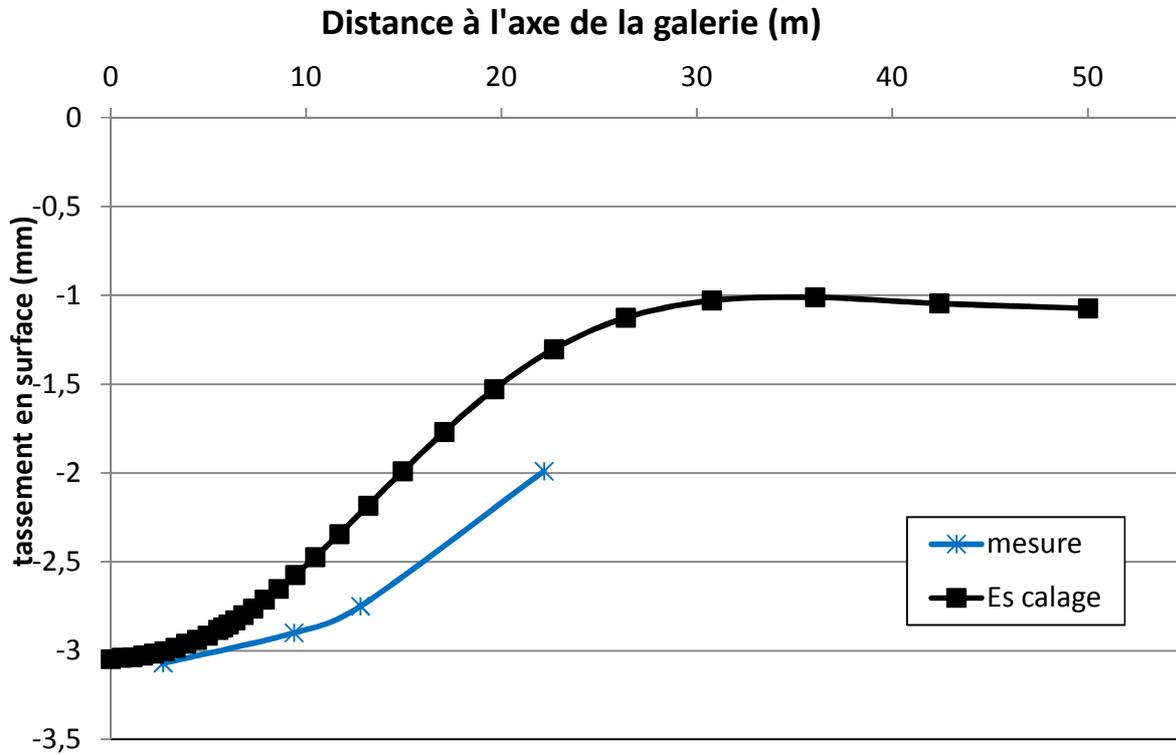


Figure 4.21 : Tassements en surface - comparaison des mesures et du modèle « EsCalage »  
- fin des travaux

-Comme on peut le voir sur la (figure 4.21), ce modèle approche de manière correcte à la fois les mesures de tassement en surface, et le tassement maximum de calcul conforme a le tassement maximum de mesure est égal 3 mm.

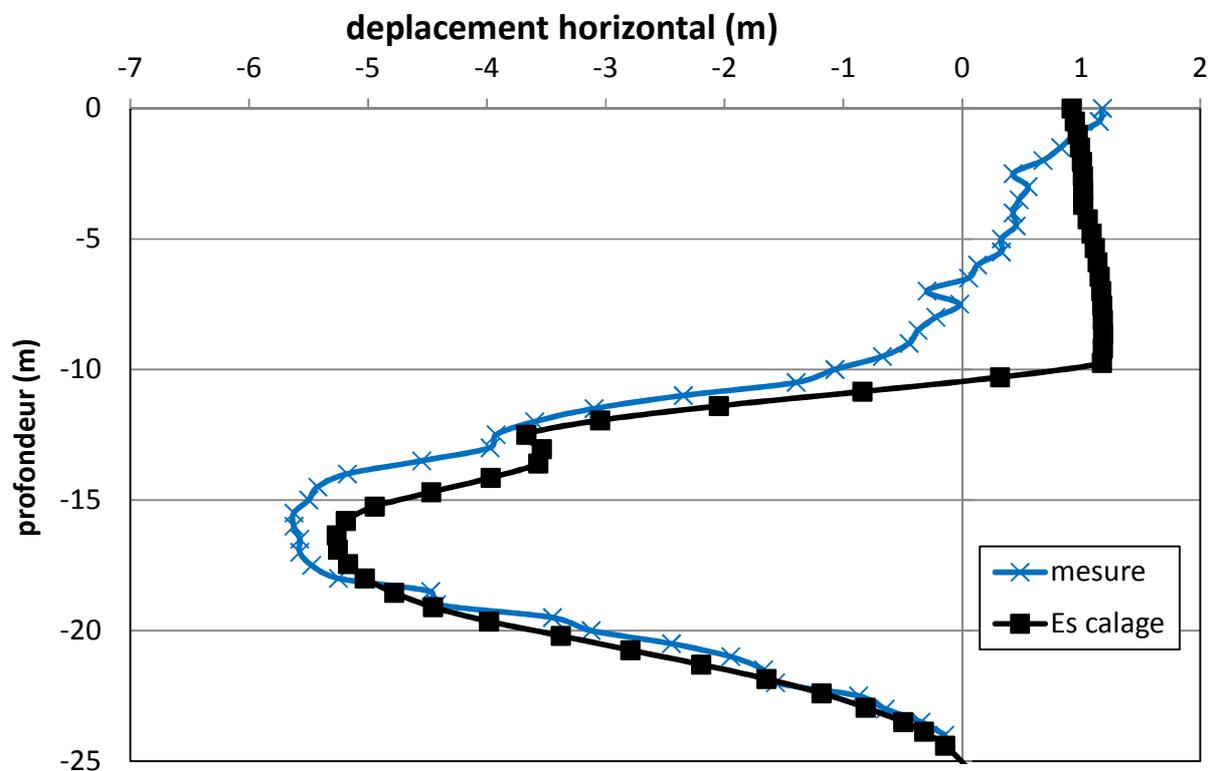


Figure 4.22 : Déplacements horizontaux à 1,5 m du piédroit avec correction en pied  
-comparaison des résultats des mesures et du modèle « EsCalage »- fin des travaux

-À la fin des travaux comme à la fin des travaux d'excavation de la demi-section inférieure

On observe toujours une différence de l'ordre de 0.32 mm entre le maximum de déplacement horizontal mesuré et le maximum calculé, le calcul minimisant les déplacements. (Voir figure4.22)

#### 4.8. Conclusion

Dans ce chapitre, les tassements en surface et les déplacements horizontaux ont été calculés à l'aide du logiciel de flac 3D et sont comparés par les résultats des mesures en situ.

Les résultats des simulations numériques montrent en premier lieu que les déplacements calculés avec le modèle 3D sont supérieurs en termes de tassements de surface et inférieurs en termes de déplacements horizontaux au niveau des piédroits, Cette conclusion laisse supposer une valeur du coefficient des terres au repos  $K_0$  supérieur à 1.

- Le choix d'un coefficient des terres au repos  $K_0$  supérieur à 1, ne suffit pas à lui seul à se recalculer sur les résultats des mesures, et il va donc falloir chercher d'autres explications.

-le 2ème choix c'est le paramètre d'élasticité E, Nous avons utilisé trois hypothèses E fort, E faible et E mixte. et nous avons trouvé que les déplacements horizontaux dans l'hypothèse E fort sont proches par les déplacements horizontaux des mesures mais décalée vers le bas parce que les terrains situés dans la demi section supérieure et en clé de galerie ne sont pas assez sollicités en poussée dans les modèles.

- Une inconnue importante dans nos modèles reste la valeur du module dans la couche de sable grossier M6 située entre 10 et 12,25 m de profondeur, puisque les essais réalisés en laboratoire ne portaient pas sur des échantillons de ce type.

-Nous avons calé la valeur de module dans les sables M6 afin d'approcher de manière plus juste les tassements et les déplacements horizontaux mesurés.

-Enfin, on conclure que les résultats des simulations numériques et résultats en situ sont très proches.

## Conclusion générale

L'instrumentation réalisée pendant la construction du tunnel situé sur la ligne B du métro de l'agglomération toulousaine, a fourni une occasion de valider de modèle du calcul tridimensionnelle pour ce type d'ouvrage et comparer les résultats de ce modèle aux mesures in situ réalisées au cours des différentes étapes de construction.

D'après les recherches théoriques puis des simulations numériques, notre but axé autour le domaine souterrain, particulièrement l'effet de la conception des tunnels en zone urbaine, où au cours de notre recherche on a basé d'une part sur la validation d'efficacité de la modélisation numérique de creusement de tunnel à faible profondeur par rapport aux résultats des mesures, et d'autre part de la variation de la coefficient de pression de terre en repose, ainsi les modules d'Young évoluant avec la profondeur .

A fin d'atteindre notre objectif on doit passer par quatre chapitre :

La partie théorique (l'étude bibliographique) a permis de définir le tunnel et d'identifier les différentes méthodes de creusement et soutènement de celui-ci, ainsi l'étude des mouvements de sol par le creusement d'un tunnel, en suite ont mis en évidence les différentes méthodes de calcul des ouvrages souterrain.

Dans le deuxième chapitre nous avons présenté du code numérique utilisé

Dans la troisième chapitre nous avons identifié l'ouvrage et la condition géotechnique de sont site, avec déroulement des travaux, et dispositif expérimental utilisé pour les mesures in situ.

Dans le dernier chapitre les déplacements verticaux et horizontaux du terrain ont été calculés par l'utilisation des modèles du comportement présenté par le code références finis flac 3D et ensuite sont comparés par les mesures in situ.

On a établi un modèle de calcul pour un projet réel, il n'est pas la solution idéale mais une approche raisonnable.

On a fait varier individuellement plusieurs paramètres géotechniques et étudier leur influence.

L'étude paramétrique a mis en relief l'influence importante de deux paramètres à savoir le module d'Young  $E$ , le Coefficient des terres au repos  $k_0$

**Références Bibliographiques**

**CETu 1998**, Centre d'Etude des Tunnels, Dossier pilote des tunnels génie civil section 4- procédés de creusement et de soutènement.

**CETu 1998**, Centre d'Etude des Tunnels, Dossier pilote des tunnels génie civil section 5- étanchement et revêtement.

**Esteulle.F., Anne B.L., et Colombet.G., 1988.**Livre. Ouvrages souterrains conception, réalisation, entretien.

**Martin.F., Saittia.A., 2006.** Mécanique des roches et travaux souterrains. Centre d'étude des tunnels. Paris.

**Serratrice.J.F., et MAGNAN .J.P,** Laboratoire régional des Ponts et Chaussées d'Aix-en-Provence et Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

**Gesta P.1994.** Tunnelier, Article de technique de l'ingénieur. <http://www.techniques-ingenieur.fr/>, 20 pages.

**Panet M., 1995.** PANET M. Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement.. Presses del'ENPC.

**Filliat, G., 1981.** La pratique des sols et fondations, Chapitre 18 : Stabilité des cavités souterraines, Edition du Moniteur, Paris,.

**Peck, r. b. (1969).** "Deep excavations and tunnelling in soft ground." **In:** *Proc.of the 7<sup>th</sup> ICSMFE*, Mexico City,

**ATTEWELL, P. B., AND WOODMAN, J. P. (1982)** . "Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil." *Ground Engineering*,.

**O'REILLY, M. P., AND NEW, B. M.(1982).** Settlements above tunnels in the UnitedKingdom: their magnitude and prediction, **In:** *Tunnelling 82*, The Institution of Mining and Metallurgy, London,

**Lousberg E. and Thimus J.F., 1985.** Mécanique des roches, Unité de génie civil, UCL, Louvain-la-Neuve,

**Itasca consulting group,inc.,(2006).**FLAC Version 5.0 User's Guide. Minneapolis, Minnesota

**Site web:**

[www.wikipédia.com](http://www.wikipédia.com)

[www .Google .com](http://www.Google.com)