

**REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**

**Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou**

**Faculté du génie de la construction**

**Département de génie civil**



## **Mémoire de fin d'études**

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

# **Thème**

---

***Effet du séisme sur les tassements d'un sol au  
voisinage de la zone d'excavation d'un tunnel  
-cas du métro d'Alger-***

---

Réalisé par :

**M<sup>elle</sup> ZAIR Ania**

Devant le jury :

**M<sup>r</sup> MERAKEB .S**

**Maitre de conférences B à l'UMMTO**

**Président**

**M<sup>r</sup> KAHIL. A**

**Maitre de conférences A à l'UMMTO**

**Promoteur**

**M<sup>me</sup> MEZIANI. F**

**Maitre de conférences B à l'UMMTO**

**Examinatrice**

Année universitaire 2020/2021

## *Dédicaces*

*A mes très chers parents, source de vie, d'amour et d'affection, que ce projet de fin d'étude représente l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigué tout au long de ma scolarité.*

*A mon frère Samir et sa femme, qui m'encouragent à avancer*

*A mon frère Brahim mon bras droit, mon soutien et mon exemple dans la vie qui malgré la distance physique ne cesse jamais de me soutenir et de m'épauler ; ainsi qu'à sa femme Assia qui me permet de suivre ses pas.*

*A ma sœur Wrida qui a su m'encourager et me soutenir depuis toute petite*

*A ma sœur Lydia, qui reste ma confidente malgré l'éloignement physique.*

*A mes beaux-frères pour leurs dignes encouragements.*

*A mes chers petits neveux Panel et Mastene.*

## Remerciements

*« La reconnaissance est la plus belle fleur qui jaillit de l'âme »*

H W. BEECHER

S'il est coutume en de telles circonstances d'adresser un remerciement au-delà d'une simple tradition, je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et plus particulièrement **M. KAHIL** directeur de mon mémoire pour son meilleur encadrement et digne disponibilité.

Je tiens également à remercier **M. REZZAOUI** pour sa chaleureuse réception dans la direction de COSIDER à Alger et pour son assistance.

Je remercie aussi le jury d'avoir bien voulu accepter d'évaluer mon travail ;

Mes remerciements sont également destinés à **Mme MEZIANI** pour son soutien et son aide inconditionné.

Je présente aussi ma gratitude à tous mes enseignants et intervenants de la formation géotechnique, département génie civil à l'université Mouloud MAMMERI de Tizi Ouzou.

Je remercie toute ma famille pour leur soutien inestimable et qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui.

Enfin je remercie mes amis Moka, Messad, Menad et Nabil pour leurs disponibilités, aide et précieuse amitié.

## **Résumé**

Dans ce présent travail, nous avons mené une étude numérique sur le comportement d'un tunnel d'extension du métro d'Alger pendant les phases de réalisation puis dans le cas d'un séisme. Pour cela nous avons utilisé le logiciel de calcul par éléments finis Plaxis 2D, dans un premier temps nous avons défini la géométrie du tunnel, les propriétés du sol ainsi que les conditions initiales et les conditions aux limites, ensuite nous avons lancé les calculs correspondant aux différentes étapes de réalisation et par la suite considéré le cas d'une excitation sismique. Nous avons pu obtenir à partir des calculs effectués sur Plaxis pour chaque étape de réalisation du tunnel des courbes d'évolution des tassements pour chaque profil dans le sens longitudinal et transversal. Les résultats obtenus, nous ont permis de conclure que la stabilité de notre ouvrage reste sûre pendant ces phases de réalisation ainsi que dans le cas d'un séisme.

**Mots clés** : tunnel, tassement, séisme, excavation, Plaxis 2D.

## **Abstract**

In this work, we conducted a numerical study on the behavior of a tunnel extension of the Algiers metro during the construction phases and then in the case of an earthquake. For that we used the software of calculation by finite elements Plaxis 2D, in a first time we defined the geometry of the tunnel, the properties of the ground as well as the initial conditions and the boundary conditions, then we launched the calculations corresponding to the various stages of realization and thereafter considered the case of an earthquake excitation. We were able to obtain, from the calculations carried out on Plaxis for each stage of the tunnel construction, settlement curves for each profile in the longitudinal and transverse directions. These curves, after having discussed them, allowed us to conclude that the stability of our structure remains safe during these phases of realization as well as in the case of an earthquake.

**Key words** : tunnel, settlement, earthquake, excavation, Plaxis 2D.

## **Sommaire**

Liste des figures

Liste des tableaux

**Introduction générale** 1

### **Chapitre I : Généralités sur les tunnels**

I.1. Introduction 2

I.2. Les tunnels dans l'histoire 3

I.3. Définition d'un tunnel 3

I.4. Les catégories de tunnels 4

I.5. Les avantages des ouvrages souterrains 5

    I.5.1. L'avantage esthétique 5

    I.5.2. L'avantage écologique 5

    I.5.3. L'avantage topographique 6

I.6. Les inconvénients des ouvrages souterrains 6

    I.6.1. Coûts de réalisation 6

    I.6.2. Difficulté de réalisation 6

I.7. Conclusion 6

### **Chapitre II : Désordres des tunnels**

II.1. Introduction 7

II.2. Tunnel 7

II.3. Le phénomène d'instabilité 7

II.4. Les phénomènes principaux d'instabilité 8

    II.4.1. Effondrement 8

    II.4.2. Tassements en surface (tassements différentiels) 9

    II.4.3. Fortes déformations (convergence extrême) 9

    II.4.4. Le vieillissement des matériaux 9

    II.4.5. Désordres locaux 9

A. Les fissures	10
B. Les irrégularités géométriques	10
C. Avaries de surface	11
II.5. Termes liés aux manifestations de l'eau	11
II.5.1. Humidité	11
II.5.2. Suintement	11
II.5.3. Venue d'eau	12
II.5.4. Remontée d'eau	12
II.5.5. Exsudats	12
II.6. Surveillance et entretien	12
II.7. Conclusion	13
<b>Chapitre III : Méthodes de creusement et de dimensionnement des tunnels</b>	
III.1. Introduction	14
III.2. Méthode de creusement	14
III.3. Méthodes de creusement traditionnelles	14
III.3.1. Méthode d'abattage à l'explosif	14
III.3.2. Creusement à l'attaque ponctuelle	14
III.3.3. Creusement par le pré découpage mécanique	15
III.3.4. Excavation avec la nouvelle méthode autrichienne NATM	15
A. Creusement en pleine section	15
B. Creusement en demi-section	15
C. Creusement en section divisée	16
III.3.5. Méthode de creusement au Tunnel Boring Machine (TBM)	17
A. Les avantages de creusement par tunnelier	17
B. Les inconvénients de creusement par tunnelier	18
III.4. Purge et marinage	18
III.5. Soutènement provisoire	18
III.5.1. Rôle du soutènement provisoire	18
III.5.2. Classification des modes de soutènement	18
A. Soutènement exercé en appliquant une pression de confinement au sol environnement	18
B. Soutènement exerçant à la fois une pression de confinement et agissant comme	18

renfort du sol environnant (armature)	
C. Soutènement agissant comme supports	19
D. Soutènement consolidant le sol en vue de modifier ses propriétés géotechniques et/ou hydrologiques	19
III.5.3. Types de soutènements	19
A. Boulonnage	19
B. Les cintres	19
C. Les revêtements définitifs	20
III.5.4. Revêtement avec le béton coffré non armé	20
III.5.5. Revêtement avec le béton coffré armé	20
III.5.6. Revêtement par des voussoirs	20
III.5.7. Étanchéité et le drainage	20
III.6. Méthodes de calcul des tunnels	21
III.6.1. Méthodes empiriques	21
A. Recommandation de l'association française des travaux en souterrain (AFTES)	21
B. La méthode de TERZAGHI	21
III.6.2. Méthodes analytiques	23
A. La méthode des réactions hyperstatiques	24
B. La méthode Convergence-confinement	24
B.1. Courbe de convergence	25
B.2. Courbe de confinement	26
III.6.3. Méthodes numériques	27
III.7. Conclusion	28

## **Chapitre IV : Effet du séisme sur les tunnels**

IV.1. Introduction	29
IV.2. Généralités sur les Séismes	29
IV.3. Origines d'un séisme	29
IV.4. Classification des zones sismique en Algérie	30
IV.5. Les mouvements sismiques dans le sol	30
IV.6. Réponse sismique des tunnels	31

IV.6.1. Déformations des tunnels dus au séisme	31
A. Compression et extension axiale	31
B. Flexion longitudinale	31
C. Déformation d'ovalisation	31
IV.6.2. Méthodes d'analyse sismique des tunnels	32
IV.6.3. Approche par déformation en champ libre	34
IV.6.4. Méthode de pression dynamique de la terre	34
IV.6.5. Approche d'interaction sol-structure	34
A. Solutions élastiques de forme fermée	34
B. Approches numériques	35
B.1. Non linéarité des sols	35
B.2. Interaction sol-tunnel	37
B.3. Mouvements de terrain en surface	37
IV.7. Prise en compte de l'aspect tridimensionnel	39
IV.8. Calcul dynamique des ouvrages souterrains	40
IV.9. Conclusion	42

## **Chapitre V : Présentation du logiciel Plaxis et modélisation numérique**

Introduction	43
<b>Partie 1. Présentation du logiciel (Plaxis)</b>	
V.1.1. Introduction	44
V.1.2. Code de calcul Plaxis	44
V.1.3. Options par défaut et solutions approchées	44
V.1.4. Les sous-programmes de Plaxis	45
V.1.5. Etapes de modélisation avec PLAXIS	48
V.1.6. Lois de comportement dans PLAXIS	51
A. Modèle de Mohr-Coulomb	52
B. Modèle élastique linéaire	52
V.1.7. Paramètres utilisés dans le modèle élastique linéaire et de Mohr-coulomb	53
A. Le module de Young " E "	53
B. Coefficient de poisson " $\nu$ "	54
C. L'angle de frottement " $\phi$ "	54

D. La cohésion " C "	54
E. Angle de dilatance " $\Psi$ "	54
<b>Partie 2 : Modélisation numérique</b>	
V.2.1. Présentation du projet	56
V.2.2. Modèle géométrique	56
V.2.3. Paramètres géotechniques du terrain	57
V.2.4. Paramètres de résistance et de déformabilité des structures de soutènement	58
V.2.5. Description des modèles de calcul	58
V.2.6. Paramètres structurels	58
V.2.7. Les conditions aux limites	59
V.2.8. Le maillage	59
V.2.9. Conditions initiales	60
A. Conditions hydrauliques	60
B. Contraintes initiales	61
V.2.10. Phases du calcul	61
V.2.11. Déformation du maillage	62
V.2.12. Analyse du comportement dynamique du tunnel	62
A. Accélérogramme du séisme de Boumerdes	62
V.3. Résultats et interprétation	63
V.3.1. Tassements transversaux	64
V.3.2. Tassements longitudinaux	67
V.4. Conclusion	70
<b>Conclusion générale</b>	71
<b>Références bibliographiques</b>	

# Liste des figures

## Chapitre I : Généralités sur les tunnels

Figure I.1. Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille	4
Figure I.2. Parking de la place Estienne d'Orves Marseille	5
Figure I.3. Tunnel d'autoroute formant une traversée verte permettant le passage des animaux, des personnes et des végétations en Finlande	5
Figure I.4. Tunnel de la baie de Tokyo	6

## Chapitre II : Désordres des tunnels

Figure II.1. Effondrement de la route nationale au-dessus de station de métro de Daikai.	8
Figure II.2. Tunnel de Patra avant et après l'effondrement en Grèce, 1998	9
Figure II.3 : Irrégularité en forme de Bombement	11

## Chapitre III: Méthodes de creusements et de dimensionnement des tunnels

Figure III.1. Creusement à pleine section	15
Figure III.2 .Creusement en demi-section	16
Figure III.3. Creusement en section divisée	16
Figure III.4. Le concept de (Terzaghi 1946) de charge de la roche dans les tunnels	22
Figure III.5. Principe du taux de déconfinement	25
Figure III.6. Courbe de convergence, de confinement et assemblage	27

## Chapitre IV : Effet du séisme sur les tunnel

Figure IV.1. Carte du zonage sismique du territoire national	30
Figure IV.2. Mode de déformation des tunnels dus aux ondes sismiques	32
Figure IV.3. Présentation des méthodes d'analyse sismique et de conception des tunnels.	33
Figure IV.4. Distorsion du tunnel	35
Figure IV.5. Moment fléchissant induit par le chargement sismique	36

Figure IV.6. Modèle de cavité souterraine	38
Figure IV.7. Déplacement horizontal $u_x$ (gauche) et vertical $u_y$ (droite) à la surface libre à l'aplomb de la cavité à la fréquence réduite = 0,5 et 1.	38
Figure IV.8. Différents types d'ondes sismiques pouvant affecter la réponse d'un tunnel	39
Figure IV.9. Perturbation dans le terrain engendré par l'avancement du front	40

## **Chapitre V : Présentation du logiciel Plaxis et modélisation numérique**

Figure V.1. Fenêtre principale du programme d'entrée des données	46
Figure V.2. Fenêtre de calcul	46
Figure V.3. Organigramme des sous-programmes de code plaxis	47
Figure V.4. Organigramme de modélisation avec PLAXIS	51
Figure V.5. Fenêtre des paramètres du modèle Mohr-coulomb	52
Figure V.6. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire	53
Figure V.7. Projet d'extension du métro d'Alger El Harrach Centre - Bab Ezzouar - Aéroport international d'Alger	56
Figure V.8. Modèle géométrique du projet d'étude	57
Figure V.9. Application des conditions aux limites	59
Figure V.10. Génération du maillage étape initiale.	60
Figure V.11. Génération de la nappe phréatique	60
Figure V.12. Génération des contraintes initiales	61
Figure V.13. Déformation du maillage, phase 2	62
Figure V.14. Accélérogramme type utilisé dans les calculs	62
Figure V.15. Déplacement totaux de la phase du creusement	63
Figure V.16. Déplacements totaux lors de l'installation des voussoirs	63
Figure V.17. Représentation des profils du calcul	64
Figure V.18. Evolution des tassements selon PV_1	65
Figure V.19. Evolution des tassements selon PV_2	65
Figure V.20. Déplacements sur les points (a, b, c, d, e)	66
Figure V.21. Déplacement selon PH_A	67
Figure V.22. Déplacements selon PH_B	68
Figure V.23. Déplacements selon PH_C	68
Figure V.24. Déplacement selon PH_D	69

# Liste des tableaux

## **Chapitre II : Désordres des tunnels**

Tableau II.1. Différents types de fissures	10
--	----

## **Chapitre III : Méthodes de creusement et de dimensionnement des tunnels**

Tableau III.1. La hauteur de terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel	23
---	----

## **Chapitre V : Présentation du logiciel Plaxis et modélisation numérique**

Tableau.V.1. Les paramètres intégrés dans les modèles de Mohr-Coulomb et élastique linéaire	53
Tableau.V.2. Paramètres géotechniques du calcul (Mohr-Coulomb)	57
Tableau.V.3. Caractéristiques des éléments type " plate " considéré pour simuler la structure de blindage	58

# **Introduction générale**

Grâce aux innovations technologiques et aux logiciels de calcul, les méthodes de conception et de réalisation des ouvrages souterrains ont été beaucoup développées au cours de ces dernières années. Néanmoins, le risque fait toujours partie de chaque étape d'un projet souterrain. De ce fait, la réalisation et l'exploitation des ouvrages souterrains notamment les tunnels, font appel à des études géotechniques et des analyses approfondies pour assurer leur sécurité en minimisant les risques d'instabilités. Compte tenu des caractères propres des ouvrages souterrains, les risques d'instabilités, les accidents, même rares, ont des conséquences très importantes sur la population. Les gestionnaires sont confrontés à la garantie de la sécurité de ces ouvrages dès le creusement et même après leur abandon.

L'instabilité des tunnels est une cause importante d'accidents aussi bien durant leur réalisation que pendant leur exploitation. La modélisation numérique du comportement statique et dynamique des tunnels a un impact très important puisqu'elle permet de prédire la stabilité de cet ouvrage et celle des ouvrages à la surface. Et ce, en étudiant les tassements lors de la conception d'un nouveau projet et après son exploitation.

L'objet de ce travail consiste, en une analyse dynamique d'un tunnel de section circulaire réalisé par la méthode de creusement au tunnelier. Le tunnel est soutenu par des voussoirs en béton armé afin d'assurer sa stabilité.

Le présent travail se compose de deux parties :

La première partie consiste en une recherche bibliographique qui permet d'établir dans un premier temps dans le premier chapitre des généralités sur les tunnels, puis dans un second chapitre mettre en avant les désordres rencontrés dans les tunnels. Par la suite, les méthodes de creusement et de dimensionnement des tunnels sont décrites dans le troisième chapitre. Pour conclure cette partie un quatrième chapitre est réservé à l'effet du séisme sur les tunnels.

La deuxième partie du travail englobe en un seul chapitre la présentation du logiciel Plaxis 2D, dans lequel sont présentés les différents modèles de comportement disponibles, puis la présentation des principaux résultats obtenus lors de la simulation réalisée ainsi leurs interprétations.

# **Chapitre I**

## **Généralités sur les tunnels**

## **I.1. Introduction**

Les ouvrages souterrains constituent un domaine très important et en plein développement depuis des décennies. De même l'extension des voies de communication (routes, voies ferrées, parkings et réseaux divers) impose souvent des franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction en souterrain. Ces ouvrages généralement sont construits à faible profondeur en particulier en milieu urbain.

La construction en souterrain est tellement complexe qu'elle génère de nombreux événements dans le massif de sol surtout dans le cas des tunnels. En effet, au fur et à mesure de l'avancement du tunnel, la construction engendre des déplacements et des déformations provoquant des instabilités dans le sol (Chambon et Corte., 1994) et même parfois dans le soutènement qui peuvent avoir des conséquences humaines et économiques considérables surtout dans un milieu urbain (Dias et Kastner., 2013).

Parmi les objectifs actuels de la recherche dans le domaine des ouvrages souterrains, l'amélioration de la prévision des mouvements induits dans le massif par la construction des ouvrages souterrains et notamment la prévision des effets potentiels des travaux sur les structures sus-jacentes. Ces problématiques constituent des enjeux forts pour les projets souterrains.

Les principaux problèmes dus à la construction des ouvrages souterrains sont :

- La stabilité du terrain pendant les travaux, notamment au front de taille ;
- La maîtrise des mouvements engendrés en surface par creusement, surtout lorsque l'ouvrage est construit à faible profondeur ou à proximité d'autres structures ;
- Le type de soutènement et de revêtement à mettre en œuvre pour assurer la tenue des parois à court terme et à long terme ;
- Les problèmes liés à l'entretien, la réparation, le comportement d'ouvrage pendant la construction et puis au cours de l'exploitation.

Dans les dernières décennies les techniques de construction ont connu beaucoup d'amélioration et de développement, ce qui a permis de percer des terrains très compliqués. Parmi ces rénovations et inventions on cite : la machine Robbins et les techniques de consolidation des sols par les injections. On finit par le projet extraordinaire et qui reste le plus spectaculaire ; c'est celui du tunnel sous la manche qui relie l'Angleterre à la France avec 3 tubes de plus de 50000 mètres de longueur (et si ce projet a connu la lumière, c'est grâce à la

technologie très développée qui a été utilisée (Warren et Varley., 1992), comme les tunneliers guidés par satellite et par laser, à raison d'un kilomètre par mois.

## **I.2. Les tunnels dans l'histoire**

Les ouvrages souterrains ne sont pas une découverte moderne, car l'histoire de leurs constructions remonte au temps où l'homme cherchait abri dans les cavernes naturelles ou dans les refuges et les couloirs souterrains qu'il creusait.

La plus ancienne mention d'un tunnel est celle de Diodore de Sicile décrivant le tunnel de Babylone qui aurait été construit par la reine Sémiramis, il y a près de 4000 ans.

Depuis les années 1970, la construction des tunnels s'est développée à la fois dans le domaine des aménagements hydrauliques et surtout dans le secteur des communications rapides. Il existe actuellement dans le monde environ 130 tunnels routiers de plus de 3km de longueur, dont 25 de plus de 6km, et plus de 150 tunnels ferroviaires de plus de 6km de longueur. Le plus long tunnel routier au monde est le tunnel du Saint-Gothard en Suisse (1980), avec 16,9km, et le plus long tunnel ferroviaire au monde est le tunnel du Seikan au Japon (1988), avec 53,85km. Le tunnel sous la Manche, mis en service en 1994, à une longueur de près de 51km, mais son parcours sous-marin est le plus long au monde (28km) ([www.ita-aites.org](http://www.ita-aites.org)).

## **I.3. Définition d'un tunnel**

Un tunnel est un ouvrage d'art souterrain qui est destiné à donner un passage à une voie de communication (chemin de fer, un canal, une route, chemin piétonnier). Les grands ouvrages hydrauliques sont apparentés aux tunnels grâce à leur mode de construction et leur grande section.

La figure I.1 présente les termes couramment associés à l'excavation d'un puits ou d'un tunnel. Le terrain se déforme à deux endroits : au front de taille on parle d'extrusion et en parois on parle de convergence. Le front de taille est une surface plane dont le contour forme le profil du tunnel.

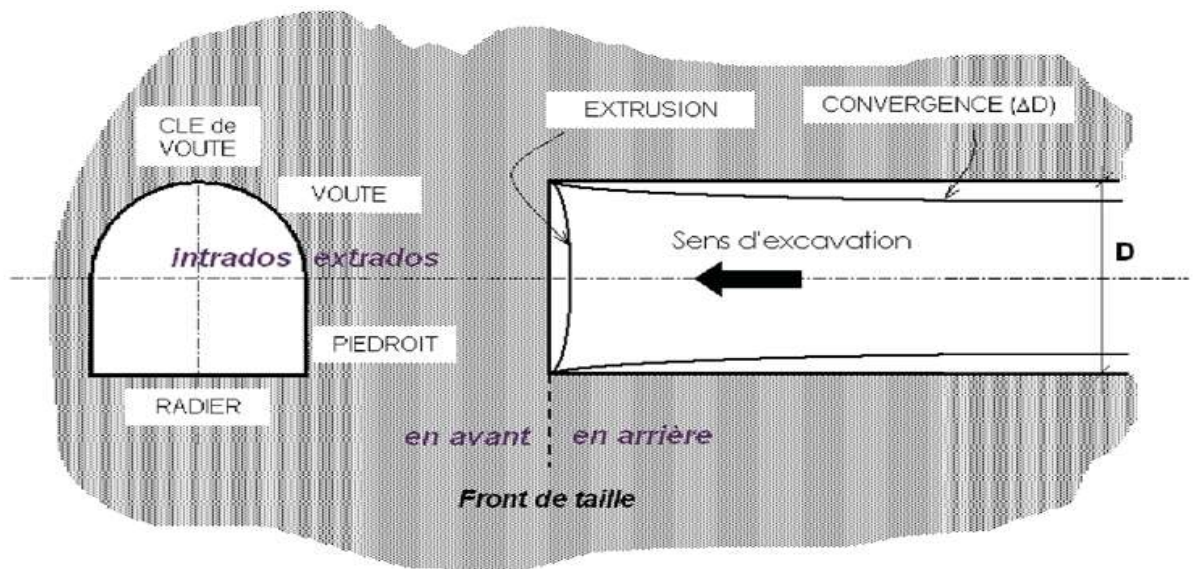


Figure I.1. Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille  
(Levasseur., 2007)

#### I.4. Les catégories de tunnels

On distingue trois catégories principales des tunnels (GESTA., 1994) :

##### A. Si l'on se réfère à leur objectif

- **Les tunnels de communication** : les tunnels ferroviaires, les tunnels routiers et les tunnels de navigation.
- **Les tunnels de transport** : adductions d'eau, galeries hydrauliques, égouts, galeries de canalisations.
- **Les tunnels et cavités de stockage** : Garages et parkings, Stockages liquides ou gazeux, Dépôts.

##### B. Si l'on se réfère à leur mode d'exécution

- Les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert
- Les tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur
- Les tunnels construits par éléments immergés.

##### C. Si l'on se réfère à la forme des ouvrages

- Les tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable.

- Les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions ne sont prépondérantes.

## **I.5. Les avantages des ouvrages souterrains**

### **I.5.1. L'avantage esthétique**

Un ouvrage totalement ou partiellement enterré crée un impact visuel moins important qu'un ouvrage équivalent établi en élévation (figure I.2).



Figure I.2. Parking de la place Estienne d'Orves Marseille (Godard., 2002)

### **I.5.2. L'avantage écologique**

Dans certains cas les ouvrages souterrains permettant de préserver la végétation naturelle et les habitants et le passage des animaux (figure I.3).



Figure I.3. Tunnel d'autoroute formant une traversée verte permettant le passage des animaux, des personnes et des végétations en Finlande (Godard., 2002)

### I.5.3. L'avantage topographique

Dans les zones vallonnées ou montagneuses, ou pour franchir un fleuve, la réalisation des tunnels améliore ou rend faisable la réalisation des routes, des chemins de fer et des canaux (figure I.4).



Figure I.4. Tunnel de la baie de Tokyo (Godard., 2002)

## I.6. Les inconvénients des ouvrages souterrains

### I.6.1. Coûts de réalisation

Malgré les importants progrès des connaissances et les méthodes de construction, les coûts de la construction des ouvrages souterrains sont plus élevés que ceux d'ouvrages équivalents établis en élévation.

### I.6.2. Difficulté de réalisation

Malgré le développement des techniques de construction, la construction des ouvrages souterrains demande une qualification pour l'équipe de la réalisation.

## I.7. Conclusion

Les ouvrages souterrains jouent un rôle important dans la résolution de nombreux problèmes telles que : la saturation des villes, le franchissement des montagnes, etc. Mais leur utilisation provoque des perturbations dans le sol encaissant, pour cela les ingénieurs sont toujours à la recherche des méthodes plus fiables pour excavation et des matériaux qui assurent la stabilité à long terme.

## **Chapitre II**

# **Désordres des tunnels**

## **II.1. Introduction**

Grâce aux innovations technologiques, et aux moyens puissants du calcul, les méthodes de conception et de réalisation des ouvrages souterrains ont été très développées au cours de ces dernières années. Néanmoins, le risque fait toujours partie de chaque étape d'un projet souterrain. De ce fait, la réalisation et l'exploitation des ouvrages souterrains font appel à des études géotechniques et des analyses approfondies pour assurer leur sécurité en minimisant les risques d'instabilité. Compte tenu des caractères propres des ouvrages souterrains, les risques d'instabilité, les accidents, même rares, ont des conséquences très importantes sur la population.

L'instabilité des ouvrages souterrains est une cause importante d'accidents tant pendant leur réalisation que pendant leur exploitation. La rétro-analyse d'accidents passés est l'une des méthodes permettant d'améliorer la prévention de tels accidents ainsi que la conception et le dimensionnement des nouveaux projets.

## **II.2. Tunnel**

Un tunnel désigne toute route ou chaussée située sous un ouvrage de couverture qui, quel que soit son mode de construction, crée un espace confiné. Une section de route ou de chaussée située sous un ouvrage de couverture n'est pas un espace confiné dès lors que l'ouvrage de couverture comporte des ouvertures vers l'extérieur dont la surface est égale ou supérieure à un mètre carré par voie de circulation et par mètre de chaussée.

Les tunnels sont construits afin de permettre la circulation dans de bonnes conditions de sécurité et confort. Or, comme tous les ouvrages d'art, ils sont soumis à un vieillissement et des évolutions qui peuvent mettre en péril leur stabilité, leur fonctionnalité la sécurité des usagers ou le niveau de service assuré.

## **II.3. Phénomène d'instabilité**

Les phénomènes d'instabilité sont essentiellement décrits par deux groupes de variables :

- Variables qualitatives caractéristiques du phénomène d'instabilité, de l'ouvrage lui-même et du milieu de construction ;
- Variables quantitatives décrivant la géométrie et le positionnement de l'ouvrage (sa profondeur, son diamètre et sa longueur).

## II.4. Phénomènes principaux d'instabilité

Les premières analyses des accidents et des incidents répertoriés ont permis d'identifier cinq phénomènes principaux d'instabilité. Il s'agit des phénomènes suivants : l'effondrement, tassement en surface ou tassement différentiel, fortes déformations (convergence extrême), le vieillissement des matériaux, désordres locaux (Idris., 2007).

### II.4.1. Effondrement

Un effondrement correspond à une rupture structurale, partielle ou totale, du tunnel. La rupture du recouvrement se propage parfois jusqu'à la surface du sol formant une cuvette d'effondrement ou un cratère. On parle d'un effondrement localisé lorsque cette rupture ne concerne qu'une zone d'extension limitée (les effondrements localisés peuvent être le résultat de la rupture du toit du tunnel) et d'un effondrement en masse ou généralisé lorsqu'il concerne, au contraire, une zone étendue en surface. Un effondrement condamne l'utilisation du tunnel, il nécessite des moyens considérables pour reprendre le projet ou l'exploitation de l'ouvrage (Berkane., 2021) .

Nous citons comme exemple, l'effondrement de la station de métro de Daikai au Japon (1995), suite un tremblement de terre qui a eu des conséquences très importantes (figure II.1).



Figure II.1. Effondrement de la route nationale au-dessus de station de métro de Daikai.

L'effondrement de la tête du tunnel de Patra en Grèce (1998) (Patra., 2004) montre l'ampleur de l'impact de ce phénomène d'instabilité (figure II.2).



Figure II.2. Tunnel de Patra avant et après l'effondrement en Grèce, 1998 (Patra., 2004)

#### **II.4.2. Tassements en surface (tassements différentiels)**

Le creusement des ouvrages souterrains urbains dans des terrains meubles engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface.

Le tassement différentiel s'exprime par des déformations dues à la différence des valeurs des tassements des deux éléments structuraux successifs du tunnel.

#### **II.4.3. Fortes déformations (convergence extrême)**

Il s'agit de la réduction de section associée aux fortes convergences qui compromet l'utilisation de l'ouvrage dans des conditions de sécurité optimale.

La forte déformation peut résulter de plusieurs facteurs comme le gonflement, le fluage, les déformations plastiques, les contraintes tectoniques. Les conséquences de la convergence sont la fermeture de la section, la destruction du soutènement.

#### **II.4.4. Le vieillissement des matériaux**

Induit par les différentes agressions chimiques auxquelles est soumis l'ouvrage. Le diagnostic a ainsi pour but d'identifier la part relative de chacun de ces facteurs.

Lorsqu'un revêtement existe, seul son intrados sera révélateur de désordres. Une bonne connaissance de la constitution d'une section revêtue de tunnel ainsi que la compréhension de son fonctionnement sont alors indispensables.

#### **II.4.5. Désordres locaux**

Ils incluent plusieurs formes d'instabilité locale dans les ouvrages souterrains, comme les chutes de blocs, la fissuration, l'infiltration faible d'eau, les dommages apparaissant aux parois et au toit de l'ouvrage, le soulèvement de radier, etc.

Les désordres ne remettent pas toujours en cause l'utilisation du tunnel, mais imposent une réparation importante.

### A. Les fissures

Les fissures sont les discontinuités traduisant les efforts de traction ou de cisaillement à l'intrados ou parfois à l'extrados des revêtements.

Tableau II.1. Différents types de fissures

Type de fissure	Définition
<b>Fissures transversales</b>	Elles affectent préférentiellement les joints de la maçonnerie le long de lignes de faiblesse tels les joints entre anneaux de reprise de maçonnerie ou de bétonnage.
<b>Fissures biaises</b>	Elles sont des fissures localisées simple ou en réseau, elles correspondent à une rupture du revêtement consécutives à un mouvement de torsion provoqué par des poussées du terrain, un glissement de versant, etc.
<b>Fissures longitudinales</b>	Parallèles à l'axe du tunnel, elles résultent généralement de poussées exercées par le proche encaissant.
<b>Fissures en sifflet</b>	Il s'agit d'un cas particulier des fissures longitudinales, un chevauchement d'une partie du revêtement sur l'autre est remarquable.
<b>Fissures de tympan</b>	Elles correspondent le plus souvent à une perte de butée latérale.

### B. Les irrégularités géométriques

Variations de la géométrie de l'intrados du tunnel par rapport à la géométrie théorique (ces irrégularités peuvent être des aplatissements, bombements, ...) (figure II.3).



Figure II.3 : Irrégularité en forme de Bombement

### C. Avaries de surface

Altération des moellons en lamelles parallèles au parement, généralement peu profonde et uniforme sur l'ensemble des moellons et de leurs joints, autrement dit « érosion superficielle ».

### II.5. Termes liés aux manifestations de l'eau

L'eau et les matériaux qu'elle entraîne, qui apparaissent à l'intérieur de l'ouvrage, peuvent être décrits à l'aide des termes suivants (CETU., 2015) :

- Humidité ;
- Suintement ;
- Venue d'eau ;
- Remontée d'eau ;
- Exsudats.

#### II.5.1. Humidité

Aucun écoulement n'est visible. Les zones humides plus ou moins étendues s'initient à partir d'une fissure, d'un joint, ou de tout autre défaut du revêtement, y compris une perméabilité générale importante. L'humidité est liée à la saison ou aux régimes thermiques et aéraulique du tunnel dans la recherche des causes, il faut être circonspect car, l'humidité est liée à la saison ou aux régimes thermiques et aérauliques du tunnel.

#### II.5.2. Suintement

Un léger écoulement en nappe est visible, sans que l'on puisse localiser avec certitude le ou les exutoires. Ce désordre est quantifié par l'air de son extension.

**II.5.3. Venue d'eau**

L'écoulement d'eau est visible à partir d'un exutoire repéré. Il devient possible d'estimer, voire déjauger un débit. On distingue les venues d'eau discontinues (goutte-à-goutte) et les venues d'eau continues (débit plus important).

**II.5.4. Remontée d'eau**

Une remontée d'eau au travers du corps de chaussée peut être qualifiée de résurgence, celui la différence d'une humidité provenant de la voûte, des piédroits ou des véhicules.

**II.5.5. Exsudats**

La présence d'eau provoque le dépôt de produits de différente nature (sur l'intrados ou sur une surface libre) qualifiés aussi d'exsudats. Ceux-ci étant des témoins de l'activité chimique interne, il est nécessaire de bien les définir.

Le terme « efflorescence » est une appellation spécifique qui s'applique à des exsudats fragiles et temporaires qui apparaissent dans certaines conditions d'humidité du support ou de l'air, directement liés à la présence de sulfates à la surface ou au sein du support, ils peuvent prendre la forme d'un chevelu ou d'une poudre blanche (sulfate de sodium)

Le terme « dépôt » par opposition aux précédents, s'applique à tous les dépôts non solides ou faiblement adhérents, liés à une circulation d'eau, et qui peuvent apparaître et s'accumuler sur une surface libre, ils peuvent prendre la consistance d'une boue, d'un gel (produits ferriques) ou provenir, dans de rares cas d'actions bactériennes.

**II.6. Surveillance et entretien**

Quelle que soit l'importance de l'itinéraire ou la complexité d'un ouvrage, une surveillance régulière et formalisée doit être appliquée. En effet, le tunnel est un espace confiné dans lequel tout incident peut rapidement prendre des proportions dangereuses pour la sécurité.

Cette surveillance doit s'appliquer aux structures tout autant qu'aux équipements et doit permettre une bonne gestion des opérations d'entretien courant qui concernent, en premier lieu :

- Le nettoyage fréquent de la chaussée et des trottoirs ;
- Le nettoyage des réseaux d'assainissement (fils d'eau, caniveaux et regards) ;
- Le nettoyage des parties visitable des réseaux de drainage.

L'entretien spécialisé (comme les purges préventives, l'hydro curage des réseaux d'assainissement ou de drainage, ...) est généralement dévolu à des entreprises ; il est déclenché

par le gestionnaire selon une périodicité adaptée et/ou en fonction de ce que la surveillance continue a décelé (CETU., 2015).

On peut remarquer que les consignes relatives à la surveillance continue et à l'entretien courant ne sont pas toujours bien respectées. Il en résulte d'abord un danger pour les usagers, puis une dégradation de certaines parties d'ouvrage qui conduit à l'apparition de désordres importants, alors qu'ils auraient pu être évités ou détectés plus tôt.

### **II.7. Conclusion**

Un désordre même majeur ne constitue pas systématiquement un risque grave, en revanche l'association de plusieurs désordres doit être regardée comme préoccupante.

Cependant l'apparition tardive de désordres impose toujours de revenir à la conception et aux conditions de réalisation. Il est donc primordial de consulter l'intégralité des archives d'un ouvrage, et tout particulièrement les comptes rendus journaliers des surveillants de chantier.

# **Chapitre III**

## **Méthodes de creusement et de dimensionnement des tunnels**

### **III.1. Introduction**

La détermination de la méthode de creusement d'un tunnel ainsi les caractéristiques du soutènement posent le plus souvent une étape importante pour les projecteurs des tunnels puisque la vérification de la stabilité est plus délicate et difficile à résoudre.

Au cours de ces dernières années, de nombreux progrès ont été réalisés dans les méthodes de dimensionnement et de construction des tunnels. Des tunnels de diamètre de plus en plus grand sont construits. Ainsi, la construction des tunnels est possible aussi dans les roches dures que dans les terrains tendres.

Nous allons citer dans ce chapitre les différentes méthodes d'excavation et de soutènement, ainsi que quelques méthodes de prédimensionnement.

### **III.2. Méthode de creusement**

On distingue deux tendances pour le creusement des tunnels :

- Le creusement traditionnel ;
- Le creusement au tunnelier.

Le choix de la méthode de creusement dépend, du type de la roche ou du sol à excaver en liaison avec le niveau de la nappe phréatique, de la profondeur du tunnel, et de la géométrie du tunnel.

### **III.3. Méthodes de creusement traditionnelles**

#### **III.3.1. Méthode d'abattage à l'explosif**

Cette méthode a été, pendant de nombreuses années, la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches d'une dureté moyenne à une dureté élevée, et pour lesquelles un abattage manuel ou mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique.

La technique d'abattage s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique dont la longueur varie suivant le type de la roche (1 à 5m), il peut être en pleine section (on excave toute la section du tunnel) ou par section divisée, suivant une succession d'étapes.

#### **III.3.2. Creusement à l'attaque ponctuelle**

Cette méthode de creusement est exécutée par emploi d'une machine à attaque ponctuelle permettant de creuser n'importe quel profil de dimension variable ; cette méthode est utilisée généralement dans les roches tendres ou altérées de dureté moyenne.

### III.3.3. Creusement par le pré découpage mécanique

C'est une méthode utilisée fréquemment pour l'excavation en sol meuble.

### III.3.4. Excavation avec la nouvelle méthode autrichienne NATM

En fonction de la qualité du terrain rencontré, la nouvelle méthode autrichienne se fait suivant différents modes d'attaque (BOURENNANE., 2016) :

#### A. Creusement en pleine section

Elle est adoptée aux terrains homogènes, de bonne ou assez bonne tenue, ne nécessitant pas l'utilisation d'un soutènement provisoire. Dans ce cas, si le rocher présente des fissures tolérables (fissuration à la suite d'utilisation d'explosifs ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée.



Figure III.1. Creusement à pleine section (CETU., 1998)

#### B. Creusement en demi-section

Il consiste à excaver, dans une première phase, la demi-section supérieure, dite « calotte » du tunnel, suivant sa forme définitive. Dans une deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi-section inférieure appelée « Stross ». Cette méthode est conseillée pour les tunnels de grandes dimensions (plus de 40 à 50 m<sup>2</sup>) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité, vue la dimension réduite du front de taille.

Par contre, cette technique nécessite un soutènement plus important (par cintre et/ou blindage), dont la mise en place du soutènement s'effectue en principe à l'avancement de chaque phase d'excavation.



Figure III.2 .Creusement en demi-section (CETU., 1998)

### C. Creusement en section divisée

Cette méthode s'applique aux grandes excavations souterraines, mais surtout aux tunnels dans des mauvais terrains où les autres méthodes de construction présentent des risques où conduisant à des tassements en surface non admissibles.

La division de la section à excaver est fonction de la dimension maximale de l'excavation qui peut rester stable par elle-même avant la mise en place du soutènement. La position des phases d'excavation peut être très variée ; elles doivent être adaptées à la situation de l'ouvrage, à sa forme et au matériel.



Figure III.3. Creusement en section divisée (CETU., 1998)

### **III.3.5. Méthode de creusement au Tunneliers (TBM)**

Cette méthode de creusement est utilisée dans le cas de terrains à faible résistance, quand le front de taille ne peut pas assurer l'équilibre des pressions hydrostatiques ou de la pression des terres sans soutènement.

Dans ce mode le terrain est excavé en pleine section par des techniques mécanisées. Le tunnelier est une machine foreuse réalisant en continu le creusement d'un tunnel et, si nécessaire, la mise en place d'un revêtement à faible distance du front de taille. Donc elle est conçue pour réaliser cette excavation, en perturbant le moins possible son état d'équilibre naturel.

En terrain tendre nécessitant un soutènement important, la forme circulaire est la mieux adaptée à la reprise des efforts. Le tunnelier comporte alors un bouclier et le front peut être pressurisé. En grand diamètre, l'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe à l'avant de la machine avec un procédé de marinage adapté au mode de confinement.

La machine progresse en s'appuyant contre le revêtement mis en place au fur et à mesure de l'avancement par l'intermédiaire de vérins. Le revêtement mis en place est généralement le revêtement définitif. Dans certains cas, il peut être complété par un anneau intérieur qui assure d'autres fonctions que la seule fonction de résistance mécanique (Idris., 2007).

Le tunnelier équipé d'un bouclier mécanisé est donc utilisé pour creuser des galeries en souterrain. Dès lors il se doit d'assurer les fonctions suivantes :

- Abattage du terrain en pleine section ;
- Soutènement du front de taille ;
- Soutènement des parois latérales lors de l'excavation ;
- Progression du bouclier (par appui sur le revêtement mis en place) ;
- Mise en place du revêtement à l'abri d'une jupe métallique ;
- Evacuation des déblais à l'arrière de la machine et transport jusqu'aux installations de décharge.

#### **A. Les avantages de creusement par tunnelier**

- Exécution très rapide et efficace ;
- Parfaite qualité et sécurité du travail plus que les méthodes conventionnelles (traditionnelles).

## **B. Les inconvénients de creusement par tunnelier**

- Le cout est très enlevé ;
- La section est toujours circulaire et garde le même diamètre.

### **III.4. Purge et marinage**

L'opération de purge est assez délicate puisqu'elle consiste à faire tomber de la voute et du front de taille des blocs et les écailles non stables. Elle se fait à l'aide d'un pic spécialement conçu pour cet usage ou bien une pince à purger. L'autre opération simultanée ou venant juste après, qui consiste à charger et évacuer les déblais à l'aide d'une pelle mécanique et un camion ou par un convoyeur à bande.

### **III.5. Soutènement provisoire**

Le soutènement provisoire peut se définir comme un quelconque système conçu et mis en œuvre pour soutenir le périmètre d'une ouverture souterraine entre l'excavation initiale et la mise en place d'un revêtement permanent.

Dans certaines circonstances, le soutènement provisoire peut également être utilisé à titre permanent, par exemple dans le cas des voussoirs préfabriqués en béton mis en place par un tunnelier (Idris., 2007).

#### **III.5.1. Rôle du soutènement provisoire**

Il a le rôle de protection et de sécurité, pour le personnel travaillant sous terre (contre les chutes de petits blocs).

#### **III.5.2. Classification des modes de soutènement**

On distingue quatre principales catégories de soutènement :

##### **A. Soutènement exercé en appliquant une pression de confinement au sol environnant**

Sont essentiellement :

- Le béton projeté seul ;
- Le béton projeté associé à des cintres légers.

##### **B. Soutènement exerçant à la fois une pression de confinement et agissant comme renfort du sol environnant (armature)**

Ce type de soutènement inclut différents types de boulons d'ancrage qu'il soit associé ou non au béton projeté et aux cintres légers tels que :

- Boulons d'ancrage ponctuels, fixés par voie mécanique ou chimique,
- Boulons d'ancrage (scellés à la résine ou au mortier).

### C. Soutènement agissant comme supports

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas où le terrain a des caractéristiques géomécaniques faibles. Les composantes de soutènement sont les suivantes

- Cintres lourds ;
- Cintres réticulés ;
- Voussoirs en béton ;
- Tubes enfoncés (voûte en forme de parapluie) ;
- Boucliers.

### D. Soutènement consolidant le sol en vue de modifier ses propriétés géotechniques et/ou hydrologiques

Sont essentiellement :

- Injection de consolidation ;
- Air comprimé ;
- Congélation ;

#### III.5.3. Types de soutènements

On distingue deux grandes catégories de soutènements :

- Le boulonnage
- Les cintres

#### A. Boulonnage

Le boulonnage est une technique légère de soutènement, utilisé en premier lieu en mines souterraines puis développé dans les tunnels, les galeries...etc.

Le renforcement (barre, tube d'acier ou de fibres de verre) est placé à l'intérieur du massif. On fixe dans le terrain, soit par ancrage, scellement ou friction. Leur action dépend du comportement du massif ; dès que le terrain se déforme, les boulons subissent un allongement et se mettent en tension (confinement du terrain).

#### B. Cintres

Il s'agit d'ossatures en forme d'arcs ou de portiques, disposées selon la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois de l'excavation, le calage contre le terrain se faisant soit directement, soit par l'intermédiaire d'une "peau" ou blindage masquant totalement ou partiellement la paroi.

Ils sont généralement composés d'éléments relativement rigides. La forme des pièces qui les composent, et qui peuvent être en bois, en métal ou en béton, se rapproche autant que possible du profil de l'ouvrage. C'est ainsi que, dans le cas où ce profil est courbe et où la structure est constituée de profilés métalliques, ceux-ci sont généralement "cintrés" pour épouser la forme précise du profil.

### **C. Revêtements définitifs**

Après la stabilisation des convergences, on pose le revêtement définitif du tunnel, dans le but de reprendre les efforts à long terme (fluage, gonflement, la pression hydrostatique). Il a une fonction de protection, de l'étanchéité et de support de la structure internes (panneaux, ventilation ...). Donc on peut définir le revêtement définitif d'un tunnel comme la structure résistante.

#### **III.5.4. Revêtement avec le béton coffré non armé**

Le béton coffré non armé coulé en place est le revêtement le plus courant qui donne une meilleure solution technique et économique. Il est utilisé lorsque l'étanchéité n'est pas requise (exemple une roche suffisamment imperméable).

#### **III.5.5. Revêtement avec le béton coffré armé**

Le revêtement avec le béton coffré armé est une solution généralement adoptée lorsque le revêtement est supposé reprendre une charge hydrostatique importante et/ou dans le cas des convergences important. Son utilisation demande un étanchement total de l'ouvrage.

#### **III.5.6. Revêtement par des voussoirs**

Les voussoirs préfabriqués sont assemblés pour constituer des anneaux circulaires faisant fonction de soutènement et/ou de revêtement définitif.

Leur domaine d'emploi correspond aux tunnels creusés avec une machine d'attaques globale (tunnelier) dans les roches et les sols meubles. Les voussoirs assurent alors d'une part l'appui pour la machine qui permet de forer le terrain, et d'autre part le soutènement des parois du tunnel immédiatement à l'arrière. Le vide annulaire entre la paroi de l'excavation et l'extrados des voussoirs est comblé par injection de bourrage. Il est recommandé de procéder à ces injections immédiatement après la pose des voussoirs.

#### **III.5.7. Étanchéité et drainage**

En général entre le soutènement et le revêtement définitif, on place un film synthétique (géo-membrane) en PVC ou PE qui assure l'étanchéité partielle de l'ouvrage (étanchéité à

l'extrados du revêtement). Il convient donc de prévoir un réseau de drains et d'assainissement en piédroit pour l'évacuation des eaux d'infiltration collectées par cette membrane.

### III.6. Méthodes de calcul des tunnels

On peut distinguer trois types de méthodes de calcul des tunnels qui sont souvent utilisés (Purwodihardjo, 2004) :

- a. Méthodes empiriques qui sont fondées sur une classification géotechnique des roches ;
- b. Méthodes analytiques qui sont fondées sur des solutions analytiques en mécanique des milieux continus ;
- c. Méthode de calcul numérique.

#### III.6.1. Méthodes empiriques

Les méthodes empiriques sont fondées sur des corrélations entre, d'une part, l'identification physique et la classification des roches et, d'autre part, des caractéristiques de soutènement. Ces méthodes sont utilisées dans les études préliminaires et ne concernent que les ouvrages creusés dans les roches. Elles présentent l'avantage d'être simples et rapides, donc peu coûteuses. Néanmoins, leur emploi et l'interprétation des résultats nécessitent une certaine habileté de la part de l'ingénieur d'études et les méthodes les plus répandues sont : (Purwodihardjo, 2004).

#### A. Recommandation de l'association française des travaux en souterrain (AFTES)

L'AFTES (groupe de travail N°1.,1993) et le (groupe de travail N°7.,1993) ont établies des recommandations pour une description des massifs rocheux et des recommandations relatives au choix du type de soutènement en galerie. Ces recommandations énumèrent les principaux critères relatifs au terrain encaissant, à l'ouvrage et à son mode d'exécution ainsi qu'à son environnement qui doivent être pris en compte pour effectuer le choix des soutènements. Pour chaque critère, un tableau indique, pour chaque type de soutènement, en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question. (CETU., 1998).

#### B. Méthode de TERZAGHI

Terzaghi (Terzaghi., 1946) a proposé que le facteur de charge de la roche ( $H_p$ ) soit la hauteur de la zone d'ameublissement au-dessus du toit du tunnel, qui est susceptible de charger les arcs en acier.

Il a étudié les discontinuités structurelles des masses rocheuses. Une vaste expérience acquise dans les tunnels a montré que la roche qui se comprime est en réalité un sol qui se comprime, car une masse rocheuse articulée et faible s'effondre en cas de forte contrainte de

surcharge et se comprime dans les tunnels. Terzaghi a combiné les résultats de ses expériences sur les trappes et les charges rocheuses estimées des tunnels alpins pour calculer les facteurs de charge rocheuse en termes de largeur et de hauteur du tunnel de la masse rocheuse détachée au-dessus de la couronne du tunnel (figure III.4). Les facteurs de charge des roches pour l'ensemble des neuf classes de roches sont indiqués dans le tableau III.1. (Goel., 2016).

La formule utilisée est :  $H_p = K(B + H_t)$

Avec

- $H_p$  : Hauteur de surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale
- $K$  : Coefficient variable avec la nature et la texture de terrain.
- $B$  : Largeur du tunnel.
- $H_t$  : Hauteur du tunnel.

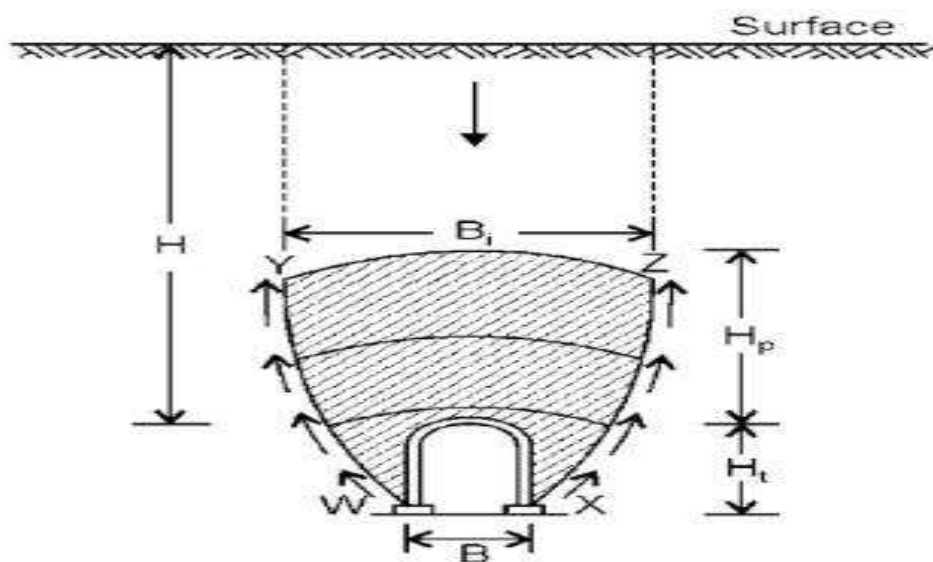


Figure III.4. Le concept de (Terzaghi., 1946) de charge de la roche dans les tunnels  
(Goel., 2016)

Tableau III.1. La hauteur de terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel

Nature de la roche	Charge $H_p$	Remarques
1- Dure et intacte	0 à 0,25 B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
2- Dure et stratifiée	0 à 0,5 B	Soutènement léger
3- Massive avec quelques joints	0 à 0,25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre
4- Modérément ébouluse	0,25 à 0,35 (B+H <sub>t</sub> )	Pas de pression latérale
5- Très ébouluse	0,35 à 1,1 (B +H <sub>t</sub> )	Peu ou pas de pression latérale
6- Complètement broyée chimiquement inerte	1,1 (B+H <sub>t</sub> )	Pression latérale considérable
7- Roche fluante à profondeur modérée	1,1 à 2,1 (B +H <sub>t</sub> )	Grande pression latérale cintres circulaires recommandés
8- Roche fluante à grande profondeur	2,1 à 4,5 (B +H <sub>t</sub> )	Grande pression latérale cintres circulaires recommandés
9- Roche gonflante	Jusqu'à 75 m indépendant de (B + H <sub>t</sub> )	Cintres circulaires dans les cas extrêmes, cintres coulissants.

### III.6.2. Méthodes analytiques

Cette méthode se base sur l'étude de façon analytique des déplacements dans un massif du sol pendant l'excavation. Le calcul analytique est d'autant plus utile qu'il permet d'obtenir des ordres de grandeur et de réaliser les études paramétriques suivantes : la géométrie du tunnel, la stratigraphie, la loi de comportement du sol, l'état initial de contraintes, les conditions aux limites et les deux méthodes analytiques souvent utilisées sont : (Dolzhenko., 2002)

- Méthode des réactions hyperstatiques
- Méthode Convergence-confinement

### A. 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. 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. (Purwodihardjo., 2004)

$$K = E / (1 + \nu) R$$

avec

$$\left\{ \begin{array}{l} E : \text{Module de Young.} \\ \nu : \text{Coefficient de poisson.} \\ R : \text{Rayon de l'excavation.} \end{array} \right.$$

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

### B. Méthode Convergence-confinement

La méthode Convergence - Confinement est un outil de base et largement utilisée pour la conception préliminaire des structures de soutènement souterraines, basée sur l'analyse des contraintes et des déformations autour d'un tunnel. Il donne un aperçu de l'interaction entre le soutènement et le sol au moyen d'un modèle de déformation plane du creusement du tunnel.

La méthode Convergence - Confinement a été développée à l'origine pour les tunnels circulaires avec front de taille creusés dans un sol homogène dans des conditions de pression

isotrope où les effets de la gravité peuvent être ignorés. Le comportement mécanique de la roche est considéré comme instantané (De La Fuente et al., 2021).

### B.1. Courbe de convergence

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain qui se déconfiné 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 contour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front (Kainrath-Reumayer et al., 2009).  $P_i$  Varie ainsi de  $\sigma_0$  à 0, de l'état de contrainte initial à l'état entièrement déconfiné. L'évolution de  $P_i$  est donc gouvernée par la distance  $x$ , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où  $x=0$ ) (BOURENNANE., 2016).

On écrit : 
$$P_i = (1 - \lambda(x))\sigma_0$$

$\sigma_0$  : La contrainte initiale du terrain ( $\sigma_0 = \gamma \times h$ ).

$\lambda(x)$  : Taux de déconfinement, il dépend de la distance ( $x$ ) au front de taille ainsi que de la loi de comportement du massif, il varie de zéro à 1, calculé par la formule suivante :

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

avec :

$m_0$  et  $\alpha$  sont des constantes (respectivement 0,25 et 0,75).

$R$  : rayon d'excavation.

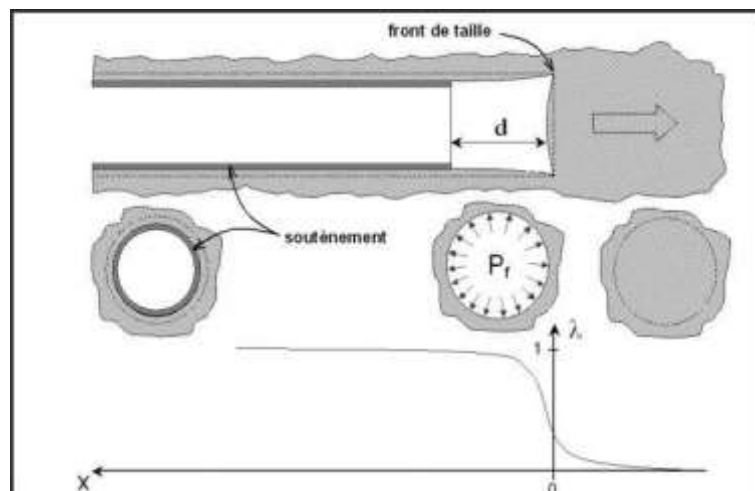


Figure III.5. Principe du taux de déconfinement (El Houari ., 2015)

La courbe de convergence 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  $(P_i, u)$  de la figure III.6.a.

## B.2. Courbe de confinement

Une deuxième courbe est requise pour la méthode. Il s'agit de la courbe de confinement (figure III.6.b), 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 contour extérieur de la structure. Le calcul du déplacement radial  $U_s$  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.

$$P_i^s = K_s \cdot (U_i - U_0)$$

On distingue également deux phases dans les modèles classiques :

- Une phase élastique de  $u_s = 0$  à  $u_s = u_{\max}$  ; le soutènement se comporte linéairement.
- Une phase plastique, après  $u_{\max}$ . Cette zone correspond à la rupture du soutènement, elle est donc interdite.

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

- La raideur de soutènement :  $K_s = \frac{\Delta P}{\Delta U}$
- La pression maximale admissible  $P_{\max}$  qui correspond à la pression en rupture de soutènement ;
- Le confinement initial  $U_0$

avec :

$$U_0 = \lambda(x) \cdot u_{inf}$$

$(x)$  est le pas d'avancement.

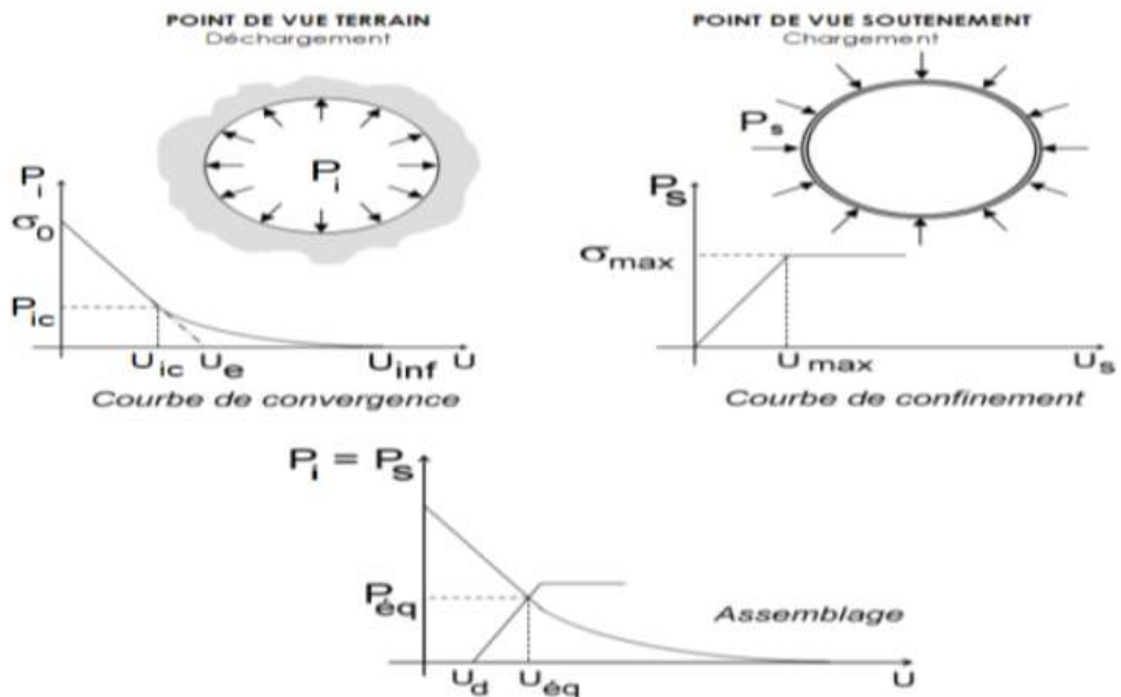


Figure III.6. Courbe de convergence, de confinement et assemblage (El Houari ., 2015)

### III.6.3. Méthodes numériques

Les méthodes numériques en génie civil permettent le calcul de structures complexes. En ce qui concerne les ouvrages souterrains, divers paramètres peuvent être pris en compte, par exemple la profondeur, la géométrie de l'ouvrage, le phasage de l'excavation, l'hétérogénéité du massif et le comportement non linéaire du terrain et du soutènement. Évidemment, un calcul analytique ne peut aboutir dans ces cas, et c'est là tout l'intérêt du calcul numérique, car il repose sur un traitement des équations de base de la mécanique. Celui-ci a connu un développement considérable depuis les années soixante grâce au développement des outils informatiques. (Benamar., 1996).

Il existe quatre méthodes numériques souvent utilisées :

1. Méthode des éléments finis ;
2. Méthode des différences finies ;
3. Méthode éléments distincts ;
4. Méthode de frontière.

**III.7. Conclusion**

À travers ce chapitre, nous avons exposé une partie de l'état de l'art dans le domaine du soutènement des ouvrages souterrains. Les différents types ont été présentés et détaillés. Quelques méthodes de calcul ont été mises en évidence pour avoir une idée sur le mode de dimensionnement de ces derniers.

Il faut reconnaître que durant les dernières décennies, des évolutions dans la conception et la réalisation des ouvrages souterrains ont été menées parallèlement à celles des soutènements, ce qui a donné un essor important à cette catégorie de construction mené en parallèle avec un avancement des moyens de calculs numériques utilisant des logiciels très bien adaptés aux différentes situations ainsi des méthodes de modélisation et du dimensionnement ont été développés.

**Chapitre IV**

**Comportement des tunnels**

**sous séismes**

### **IV.1. Introduction**

Les ouvrages souterrains sont réputés peu sensibles aux séismes, car ils sont relativement souples et ils suivent la déformation du massif sans perturber notablement la propagation des ondes de cisaillement dans le sol. Cependant, une justification parasismique de ces structures reste nécessaire. En effet, d'après certaines observations, les séismes récents les plus forts ont causé des dommages à divers ouvrages souterrains, tels que ceux du métro de Kaikai au Japon.

### **IV.2. Généralités sur les Séismes**

Un séisme provient du cisaillement brutal d'une faille en profondeur. Ce déplacement est provoqué par la libération d'une grande accumulation d'énergie, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. Il se traduit en surface par des mouvements brusques du sol qui peuvent présenter des amplitudes de plusieurs décimètres, de fortes accélérations et des durées variant de quelques secondes à quelques minutes.

Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissantes d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe.

### **IV.3. Origines d'un séisme**

Un tremblement de terre est une secousse plus ou moins violente du sol qui peut avoir quatre origines : rupture d'une faille ou d'un segment de faille (séismes tectoniques) ; intrusion et dégazage d'un magma (séismes volcaniques) ; explosion, effondrement d'une cavité (séismes d'origine naturelle ou dus à l'activité humaine). En pratique, on classe les séismes en quatre catégories selon les phénomènes qui les ont engendrés :

- Séismes tectoniques ;
- Séismes d'origine volcanique ;
- Séismes d'origine artificielle ;
- Séismes polaire.

#### IV.4. Classification des zones sismiques en Algérie

Selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003 et RPOA, 2008, le territoire Algérienne est divisé en cinq zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité (figure VI.1)



Figure IV.1. Carte du zonage sismique du territoire national (RPA99/2003)

D'après la carte du zonage sismique, la région en étude, où est implantée notre projet de réalisation d'un tunnel, est classée en tant que zone sismique III (Sismicité très élevée).

#### IV.5. Les mouvements sismiques dans le sol

L'amplitude des mouvements sismiques est plus faible en profondeur qu'en surface. La présence d'une couche de sol meuble au-dessus d'un substratum plus rigide a pour effet d'amplifier fortement en surface les vibrations pour des fréquences caractéristiques qui dépendent des caractéristiques de déformabilité du sol et de son épaisseur.

## **IV.6. Réponse sismique des tunnels**

### **IV.6.1. Déformations des tunnels dus au séisme**

Owen et Scholl (Owen et Scholl, 1981) ont illustré les trois types de déformations qui expriment la réponse sismique des ouvrages souterrains comme suit :

- Compression et extension axiale ;
- Flexion longitudinale ;
- Déformation d'ovalisation.

#### **A. Compression et extension axiale**

Lorsque les ondes de compression se propagent parallèlement à l'axe du tunnel, les contraintes de cisaillement transférées entre le sol et la structure provoquent une alternance d'efforts de compression et de traction, comme illustré aux Figures IV.2c et IV.2d. Ces forces sont limitées par la résistance au cisaillement de l'interface entre la surface du tunnel et le sol environnant.

#### **B. Flexion longitudinale**

Si les ondes sismiques se propagent de manière oblique par rapport à l'axe du tunnel, les composantes des ondes sismiques produisant des mouvements de particules perpendiculaires à l'axe longitudinal, comme indiqué dans les Figures IV.2a et V.2b. Ces mouvements soumettent différentes parties de la structure à des déplacements déphasés. Il en résulte une onde de compression-réfraction longitudinale se propageant dans le tunnel.

#### **C. Déformation d'ovalisation**

Ces déformations se développent sous l'effet d'une propagation des ondes de cisaillement normale ou presque normale à l'axe du tunnel, comme illustré aux figures VI.2e et VI.2f.

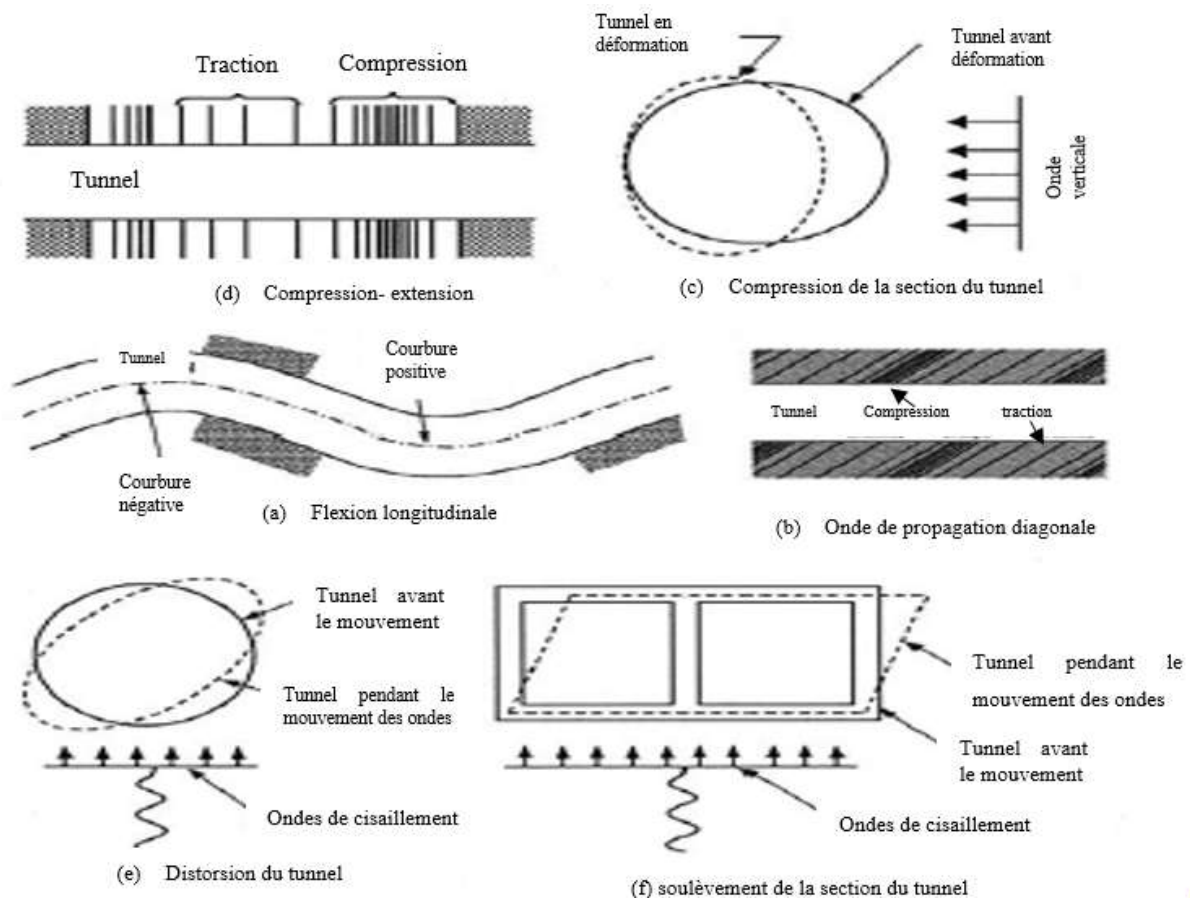


Figure IV.2. Mode de déformation des tunnels dus aux ondes sismiques (Owen et Scholl, 1981)

#### IV.6.2. Méthodes d'analyse sismique des tunnels

Les méthodes utilisées pour l'analyse sismique et la conception des tunnels peuvent être classées selon l'organigramme de la figure IV.3 et aux approches suivantes : (Hashash et al., 2001) ; Les solutions élastiques de forme fermée et l'analyse, sont utilisées dans ces approches.

- Approche par déformation en champ libre ;
- Méthode de pression dynamique de la terre ;
- Approche d'interaction sol-structure.

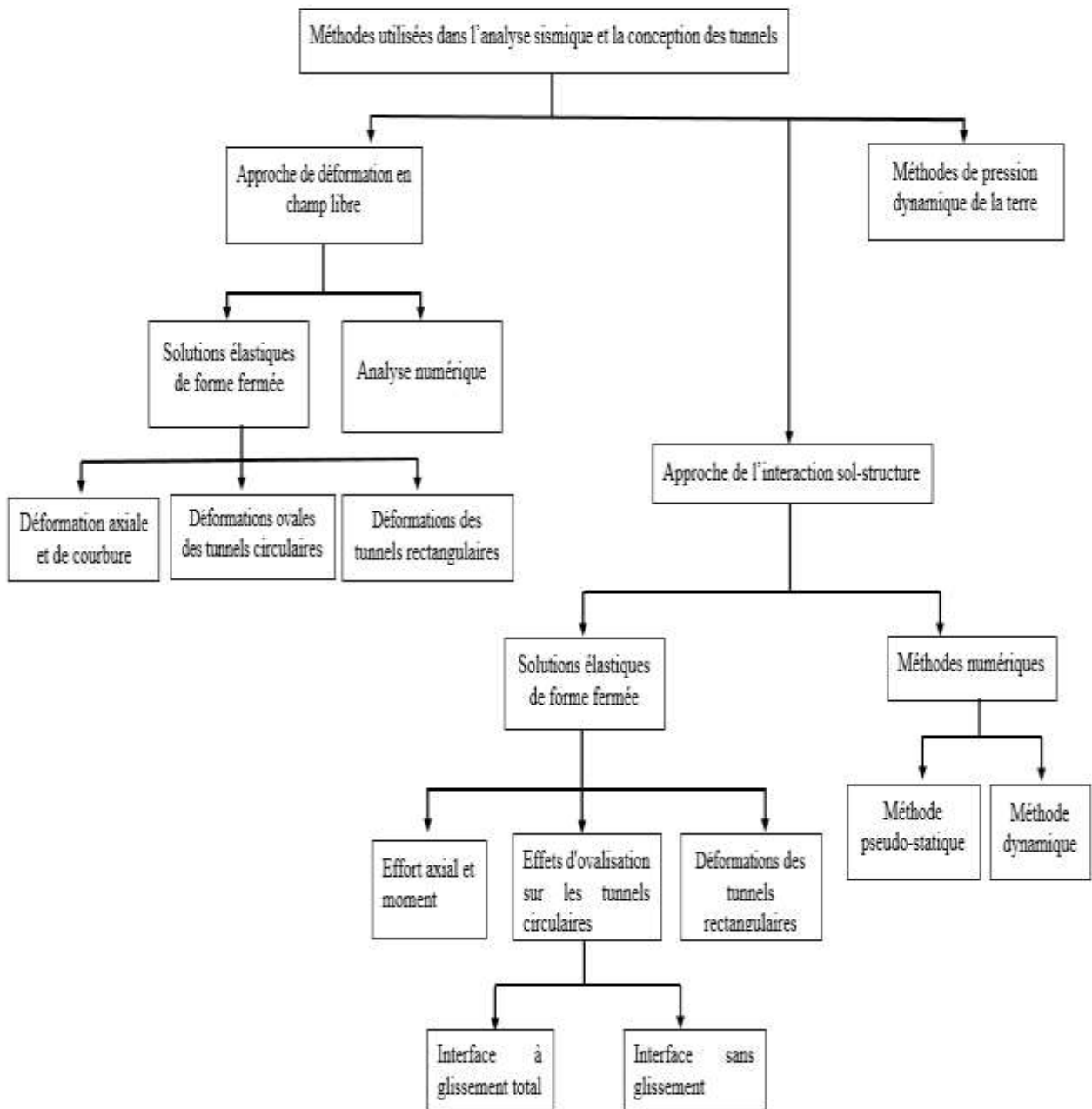


Figure IV.3. Présentation des méthodes d'analyse sismique et de conception des tunnels.

### **IV.6.3. Approche par déformation en champ libre**

L'approche en champ libre décrit les déformations du sol causées par les ondes sismiques sans que la structure (tunnel) soit introduite dans l'analyse. Le comportement général du revêtement du tunnel est similaire à celui d'une poutre élastique soumise à des déformations imposées par le sol environnant. Les déformations de la structure peuvent être surestimées ou sous-estimées en fonction de la rigidité de la structure par rapport au sol

### **IV.6.4. Méthode de pression dynamique de la terre**

L'utilisation de l'approche dynamique de la pression du sol pour les tunnels et les ouvrages souterrains fait face à plusieurs limitations (Hashash et al., 2001) .

### **IV.6.5. Approche d'interaction sol-structure**

#### **A. Solutions élastiques de forme fermée**

Dans cette approche, le système tunnel-sol est simulé comme une poutre élastique sur une base élastique, en utilisant la théorie de la propagation des ondes dans un milieu infini, homogène, et isotrope. Les solutions ignorent les effets d'interaction dynamique (inertielle).

Compte tenu de la complexité de l'interaction tunnel-séisme, des méthodes simplifiées ont été élaborées pour ramener le problème dynamique à un problème quasi-statique équivalent.

Les efforts dans un tunnel sont calculés en supposant que les déformations dans le revêtement, induit par un chargement sismique, sont les mêmes que celles produites dans le sol en champ libre sur cette base, plusieurs auteurs tentent de trouver des solutions analytiques permettant le calcul de l'effort normal et le moment fléchissant dans le revêtement du tunnel soumis à la déformation d'ovalisation (figure IV.4) (Penzien, 2000), (Bobet, 2003), (Park et al., 2009). Par ailleurs, ces approches bidimensionnelles négligent le plus souvent la perturbation du champ de contraintes initiales autour du tunnel provoqué par les travaux de creusement du tunnel (Sliteen et al., 2013).

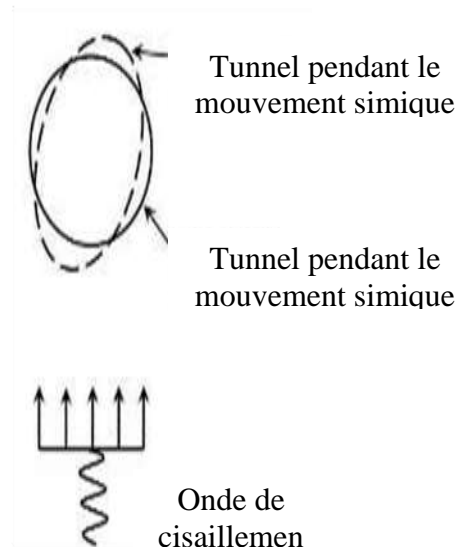


Figure IV.4. Distorsion du tunnel

## B. Approches numériques

La nature complexe de l'interaction sol-tunnel sous charge sismique justifie pleinement l'utilisation des méthodes numériques. Les méthodes des éléments finis ou différences finies sont les plus utilisées, car elles peuvent prendre en considération différents aspects, tels que : (Sliteen et al., 2013)

- le comportement non linéaire du sol.
- l'interaction sol-structure sous sollicitation dynamiques.
- l'évolution de surpressions interstitielles due à la charge dynamique.
- l'évolution de la géométrie liée au phasage des travaux.

### B.1. Non linéarité des sols

L'effet de la non linéarité du sol sur le comportement sismique des tunnels a fait l'objet de nombreux travaux dans ces travaux le comportement du sol est décrit par différents modèles, tels que Mohr Coulomb ou de Duncan. Parmi les dernières études, on peut également citer les études de (Khoshnoudian, 1999), (Amorosi et Boldini, 2009) et (Shahrour et al., 2010).

Khoshnoudian (Khoshnoudian, 1999) a suggéré une étude numérique sur le comportement sismique des tunnels construits dans les terrains meubles. Un modèle en éléments finis bidimensionnel a été proposé en utilisant le programme de calcul PECPLAS.

Dans son étude, il a spécifiquement présenté la prise en compte du comportement non linéaire du sol à l'aide du modèle MODSOL, basé sur le principe de l'élastoplasticité, avec un

écrouissage cinématique et isotrope non linéaire pour tenir compte du comportement cyclique des sols.

Son travail a montré que la plasticité peut affecter d'une manière significative les efforts causés par le chargement sismique dans le revêtement. La prise en compte de la plasticité se réduit les efforts induits dans le revêtement d'environ 50% (Figure IV.5).

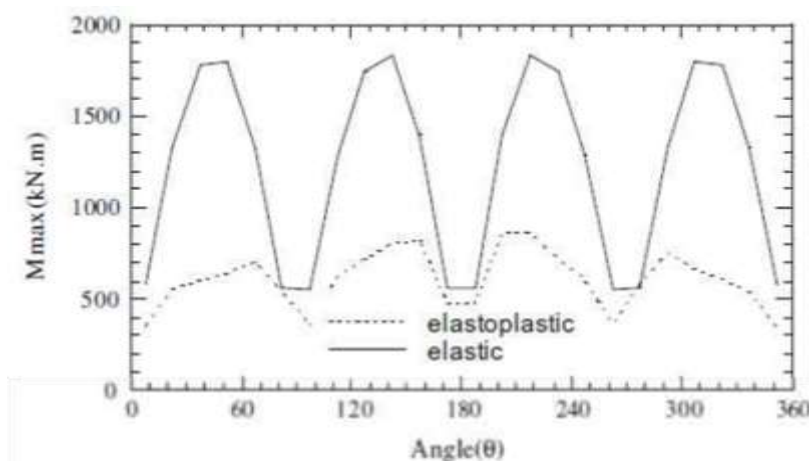


Figure IV.5. Moment fléchissant induit par le chargement sismique

Amorosi et Boldini (Amorosi et Boldini, 2009) ont introduit la plasticité en utilisant le critère de Mohr Coulomb dans la loi de comportement du sol, pour analyser l'effet de plasticité sur l'interaction sol-tunnel dans des conditions de sollicitations dynamiques.

Ils ont proposé un modèle bidimensionnel par éléments finis utilisant un code de calcul (PLAXIS 2D, 2003). Leurs résultats confirment ceux de (Khoshnoudian, 1999)

La plasticité modifie, qualitativement et quantitativement, la distribution des contraintes dans le revêtement. En effet, le comportement du revêtement se caractérise par une diminution des efforts lors du séisme par rapport à l'analyse élastique, notamment en ce qui concerne le moment fléchissant.

Shahrour (Shahrour et al., 2010) ont poursuivi les travaux de (Khoshnoudian, 1999) sur l'analyse non linéaire du comportement sismique du tunnel, pour étudier l'effet de la dilatance du sol à l'aide du modèle MODSOL.

Le moment fléchissant et le déplacement vertical ont été comparés pour deux valeurs de l'angle de dilatance ( $\varphi = 30^\circ$ ). A partir des résultats, nous pouvons voir que la diminution de

cet angle réduit légèrement le moment fléchissant maximal, mais entraîne en revanche une variation significative du déplacement vertical liée à la réduction de la déformation volumique.

### B.2. Interaction sol-tunnel

Les problèmes d'interaction dynamique sol-structure dans le cas des tunnels est un aspect très important à considérer (Clouteau et al., 2001), (Guéguen et al., 2002), (Chazelas et al., 2003). Si la structure vibre sous l'influence d'un tremblement de terre, le mouvement à sa base dépend des caractéristiques du sol : modification de la raideur au niveau de la fondation et le rayonnement d'énergie du sol. De plus, La présence d'un ouvrage souterrain perturbe les déformations de champ libre du sol.

### B.3. Mouvements de terrain en surface

Selon (Sliteen et al., 2013) la réponse sismique des tunnels entraîne d'éventuelles modifications du mouvement du sol à la surface lors du séisme. Ces modifications sont principalement dues à la diffraction et à l'amplification des ondes sismiques dues à la présence des ouvrages souterrains.

Le problème bidimensionnel de la diffraction des ondes sismiques à travers des cavités dans un demi-espace élastique a fait l'objet de nombreuses études.

Une solution numérique bidimensionnelle basée sur les fonctions de Green pour obtenir la réponse d'une cavité cylindrique qui est noyée dans une demi-espace viscoélastique et uniforme et soumise aux ondes sismiques.

Les résultats numériques pour le champ de déplacement total sur la surface sont présentés pour l'incidente verticale des ondes P, SV et des ondes de Rayleigh.

Cette solution a été comparée par (Kham, 2004) qui a réalisé des études analytiques et numériques (modélisation par éléments de frontières) dans une cavité (figure IV.6), qui représente un tunnel cylindrique infiniment long à l'intérieur d'un milieu semi-infini. L'axe du tunnel est parallèle à la surface libre. Le milieu environnant est homogène, isotrope, linéaire et élastique. La comparaison a été faite en utilisant une fréquence de sollicitation réduite :

$$\eta = \frac{\omega \cdot a}{\pi \cdot \beta}$$

Où

$$\left\{ \begin{array}{l} \omega : \text{la fréquence de sollicitation ;} \\ a : \text{le rayon du tunnel ;} \\ \beta : \text{La partie réelle de la vélocité de l'onde de cisaillement.} \end{array} \right.$$

Les résultats montrent une très bonne concordance entre le modèle analytique et numérique (Figure IV.7).

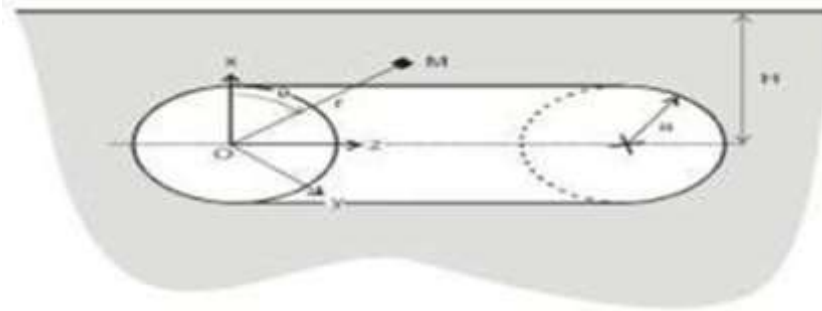


Figure IV.6. Modèle de cavité souterraine

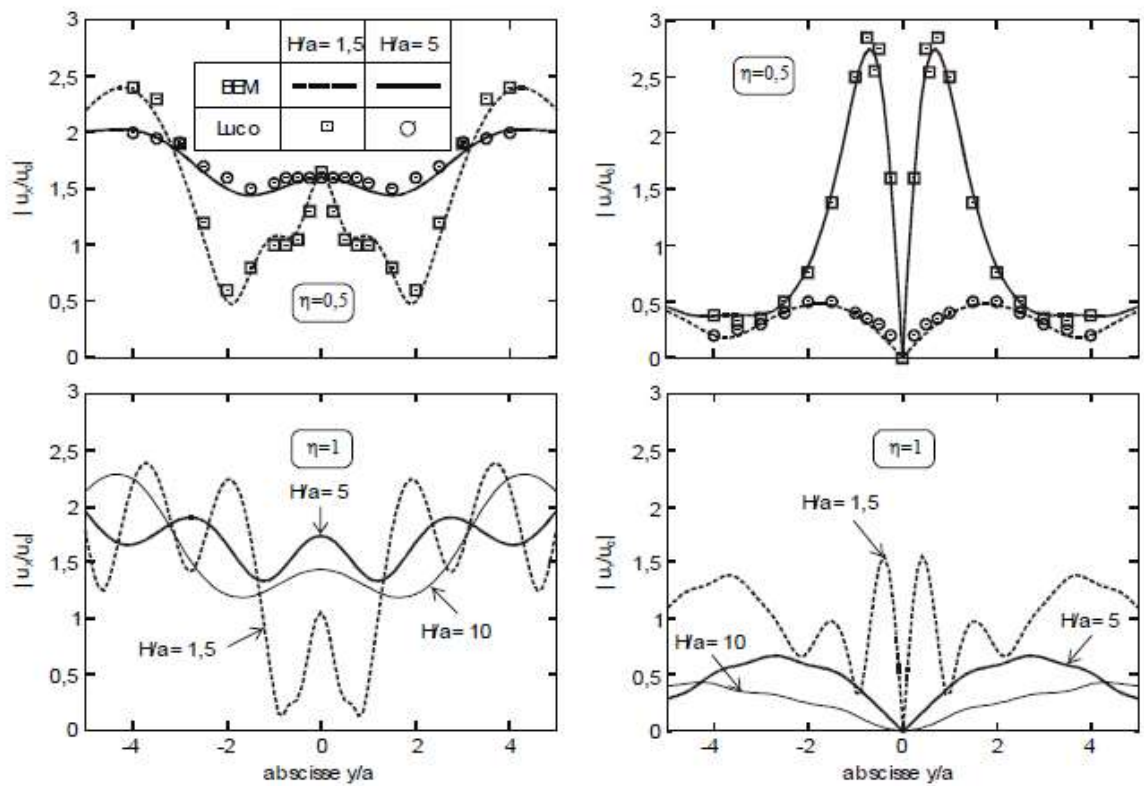


Figure IV.7. Déplacement horizontal  $u_x$  (gauche) et vertical  $u_y$  (droite) à la surface libre à l'aplomb de la cavité (kham, 2004).

Des études antérieures (Li et al., 2010), ont étudié la réponse sismique dans les tunnels sous l'effet des ondes de Rayleigh, qui consistent respectivement à combiner les chargements sismiques horizontale et verticale (ondes s) et (ondes p), à la surface du sol. Les résultats des études ont montré que les ondes de Rayleigh pouvaient être significatives dans le cas de tunnels de distribution souterrains très superficiels.

### IV.7. Prise en compte de l'aspect tridimensionnel

Les approches bidimensionnelles ne tiennent pas compte l'existence du front de taille et l'effet des travaux de creusement. De même, les sollicitations sismiques peuvent se propager dans différentes directions spatiales (figure IV.8), et influencer le comportement du sol et de l'ouvrage aussi bien dans la section transversale du tunnel que dans le sens longitudinal.

Par conséquent, un modèle tridimensionnel est nécessaire pour étudier la réponse sismique d'un tunnel en cours de construction ou soumis à des sollicitations sismiques tridimensionnelles.

La plus grande difficulté pour examiner le comportement d'un tunnel lors de réalisation réside à la fois dans l'aspect purement tridimensionnel du problème, qui nécessite des modèles de calculs lourds, et d'autre part la prise en compte d'évolution de l'état de contraintes autour de l'ouvrage lors de construction induit par le phasage des travaux avant d'étudier la réponse sismique. La prise en compte de la plasticité induite dans le sol lors du creusement joue également un rôle important, qu'il convient d'intégrer dans l'étude tridimensionnelle afin d'examiner ses effets sur la réponse sismique.

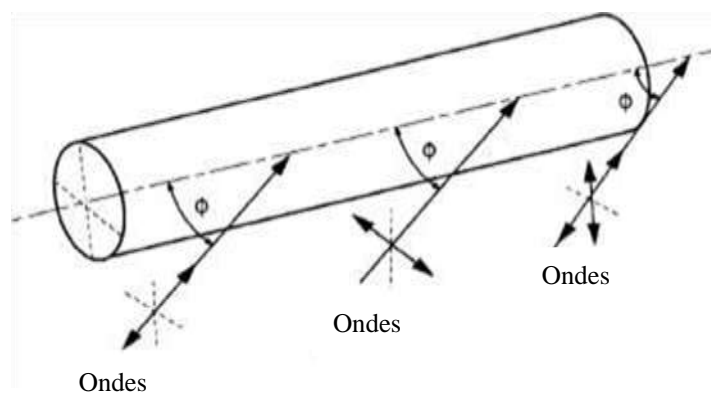


Figure IV.8. Différents types d'ondes sismiques pouvant affecter la réponse d'un tunnel (Berkane, 2020)

#### IV.7.1. Evolution de la géométrie

Lors de l'excavation d'un tunnel, l'avancement du front de taille provoque une perturbation dans le terrain qui se propage dans les directions longitudinale et transversale et modifie le champ de contraintes préexistant dans la zone (figure IV.9). L'extension de la zone perturbée est fonction de :

- La géométrie et des dimensions de l'excavation ;
- La vitesse d'avancement du front de taille ;

- Des caractéristiques géomécaniques du terrain ;
- Du champ de contraintes préexistant ;
- De la méthode de creusement.

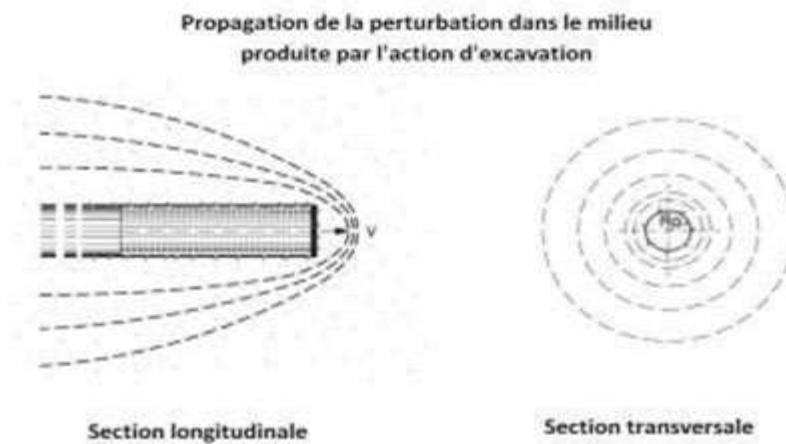


Figure IV.9. Perturbation dans le terrain engendré par l'avancement du front (Lunardi, 1997).

Au cours de ces dernières années, avec l'avènement des puissances de calcul, plusieurs auteurs ont proposé des travaux de modélisation tridimensionnelle du creusement de tunnels, en utilisant différentes techniques pour reproduire les différentes méthodes de creusement. On peut citer les travaux de (Wong et al., 1999), (Zhang et al., 2011) (Hilar, 2011). Tous ces travaux ont permis d'améliorer significativement les prévisions des mouvements de terrain et l'effet du creusement sur les zones voisines, notamment en prenant en compte les changements des contraintes lors du creusement.

#### IV.8. Calcul dynamique des ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains sont réputés peu sensibles aux séismes, car ils sont relativement souples et ils suivent la déformation du massif sans perturber notablement la propagation des ondes de cisaillement dans le sol. Cependant, une justification parasismique de ces structures reste nécessaire. En effet, d'après certaines observations, les séismes récents les plus forts ont causé des dommages à divers ouvrages souterrains, tels que ceux du métro de Kaikai au Japon.

La littérature présente deux méthodes de calcul pour dimensionner les ouvrages souterrains sous sollicitations sismiques : le calcul pseudo-statique et le calcul dynamique. La méthode pseudo-statique peut être simple à utiliser par les ingénieurs en bureau d'études, malgré le manque de précision issu des hypothèses de calcul. Par ailleurs, un calcul dynamique nécessite des moyens de calcul plus puissants, mais donne des résultats plus proches de la réalité.

Dans la méthode pseudo-statique et selon l'AFTES, il existe deux approches recommandées par les normes parasismiques :

1. L'approche en force ;
2. L'approche en déformation.

Dans l'approche en forces, les actions sismiques imposées sur l'ouvrage sont :

1. L'incrément de poussée dynamique du terrain, déterminé par la formule de Mononobe-Okabé (M-O) pour le sol frottant (EN 1998-51998) ou la méthode de Culmann pour le sol cohérent (Geomur, 2005) ;
2. L'inertie de l'ouvrage, déterminée par le spectre de réponse ;
3. La force dynamique à l'interface entre l'ouvrage et le remblai sur l'ouvrage (Sétra, 2010).

Dans l'approche en déformations, l'action sismique est considérée selon les mouvements différentiels du sol en champ libre, à la profondeur de l'ouvrage. L'interaction terrain-revêtement peut être prise en compte avec des appuis élastiques interposés entre la structure du tunnel et le terrain encaissant (AFTES ., 2001).

Le calcul dynamique, basé sur la méthode des éléments finis ou des différences finies, est notamment utilisé pour trouver une solution plus réaliste des problèmes d'interaction dynamique terrain-structure. La structure et le terrain sont alors représentés avec leurs propres caractéristiques dynamiques. Une telle modélisation permet de modifier à la fois les mouvements du terrain et de la structure, induits par le champ incident. Cette méthode nécessite de simuler correctement le comportement du terrain, en utilisant, par exemple, un modèle de type visco-élasto-plastique. La surface de contact entre le terrain et la structure peut également être représentée avec ses caractéristiques physiques (contact parfait, lisse et décollé).

Cette analyse se base, d'une part sur des hypothèses de modélisation des sols, d'interfaces et des frontières du modèle qui comportent des approximations et d'autre part, sur des accélérogrammes entachés.

**IV.9. Conclusion**

A travers ce chapitre, nous avons essayé de mettre en évidence l'influence du séisme sur le comportement dynamique d'un tunnel et du sol environnant ; et citer quelques déformations qui peuvent être engendrées ainsi que les méthodes d'analyse qui permettent d'assurer la stabilité du système sol-tunnel.

# **Chapitre V**

## **Présentation du logiciel**

### **Plaxis et modélisation**

#### **numérique**

## **Introduction**

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes de calcul en éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que, le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des noeuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidienne, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers conçus par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis : Plaxis 2D.

Le logiciel Plaxis bidimensionnel de géotechnique a été développé en premier lieu à l'université technique de Delft (Pays bas) en 1987, pour analyser initialement les digues en sols mous (argileux).

Au cours des années Plaxis a été étendu à la plupart des autres domaines de l'ingénierie géotechnique. En 1998, la première version du Plaxis a été publiée pour Windows, elle peut résoudre des différents problèmes comme les fondations superficielles, les soutènements, les remblais et les excavations. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D Plaxis Tunnel program est sorti en 2001.

# **Partie 1**

## **Présentation du logiciel**

## **V.1. Introduction**

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions ou en trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

L'algorithme général du code Plaxis consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaire selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, les champs contraints et les états de rupture du sol.

### **V.1.2. Code de calcul Plaxis**

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. Le coût de ces calculs est généralement important et peu de codes sont actuellement opérationnels (Levasseur., 2007)

Pour notre problème, on a choisi d'utiliser le code de calcul Plaxis.

La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc.

Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage).

### **V.1.3. Options par défaut et solutions approchées**

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassants, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Ces options tiennent compte de l'expérience des numériciens en la matière.

Les options par défaut commencent dès le maillage : si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds. De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être constituée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran. L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état  $K_0$  donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre  $K_0$  et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un chargement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option  $K_0$  est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

#### **V.1.4. Les sous-programmes de Plaxis**

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) :

- A. PLAXIS-Input** : le sous-programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient tous les outils nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

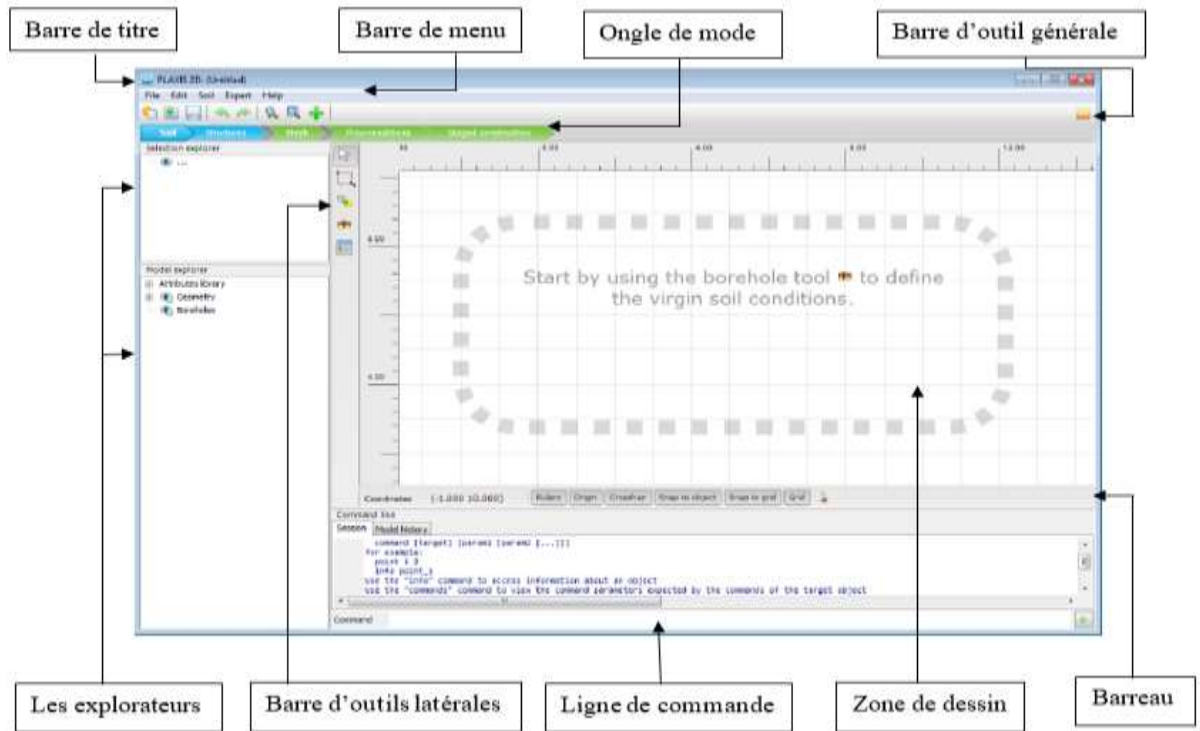


Figure V.1. Fenêtre principale du programme d'entrée des données

**B. PLAXIS-Calculations :** le processing programme ou le sous-programme de calculs contient les outils nécessaires à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul par éléments finis.

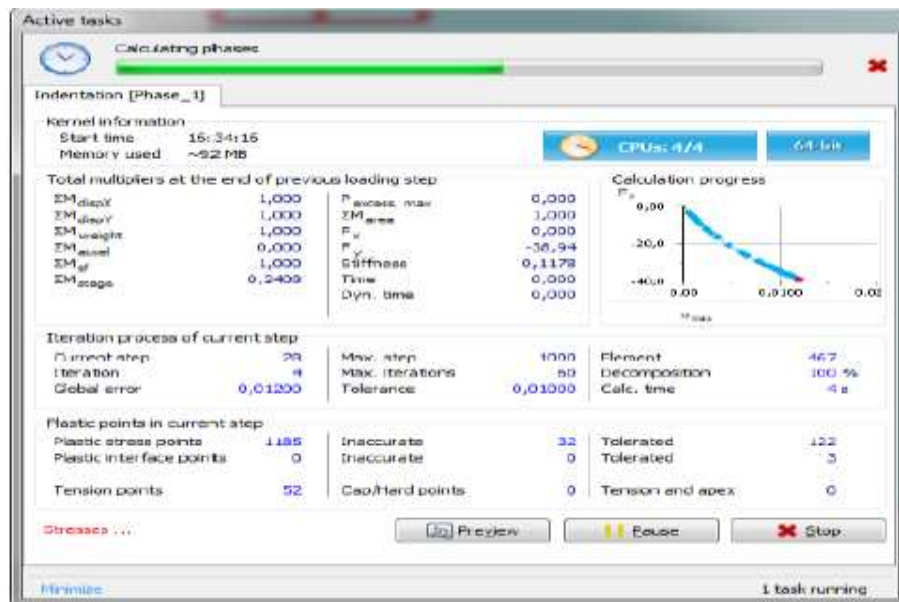


Figure V.2. Fenêtre de calcul

**C. PLAXIS-Output** : ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats des différentes phases de calcul comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes et les forces dans les éléments structuraux.

**D. PLAXIS-Curves** : le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement –déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

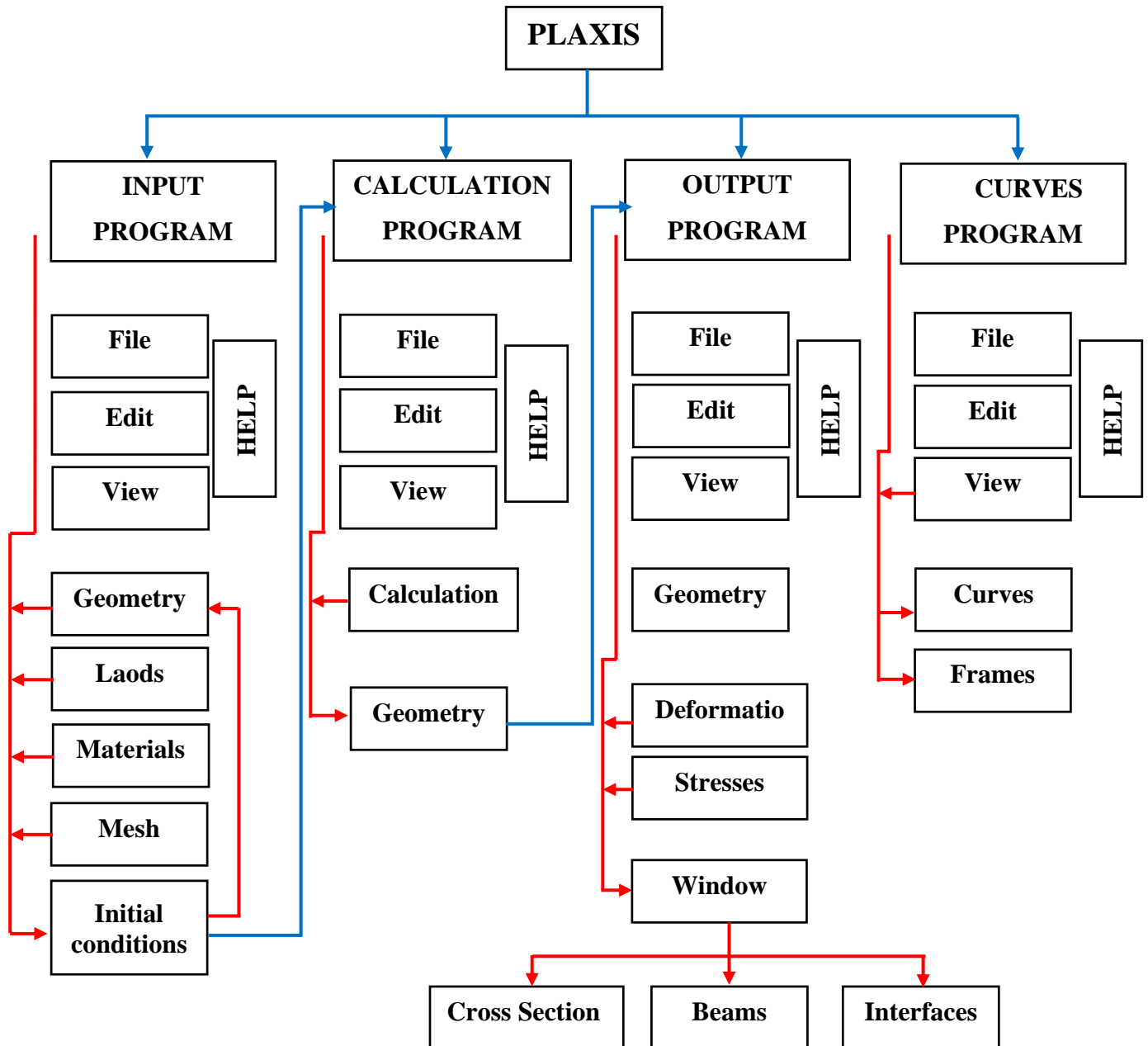


Figure V.3. Organigramme des sous-programmes de code plaxis

### V.1.5. Etapes de modélisation avec PLAXIS

Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous PLAXIS (Figure V.4).

#### a) Géométrie

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol.
- L'outil « plates » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion. Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides.
- « Anchor » qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.
  - L'outil « géogrid » sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction, mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion.

Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrilles et ancrages.

Sur Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs qui concernent ce type d'ouvrage.

#### b) Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie. Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.).

#### c) Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogridle, etc...), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des

caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux).

#### **d) Maillage**

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options refine dans le mesh menu.

Une fois le maillage effectuée, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

#### **e) Les conditions initiales**

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes. Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposé(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial (Brinkgreave, 2003).

Un « Switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- La première qui s'appelle "initiale pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes ;
- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

#### **f) Phase de calcul**

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation". L'interface "input" de « Plaxis » se ferme et laisse la place à une nouvelle interface : "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante. Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi

à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc....

D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de types de calcul peut être simulé (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique). Une fois le phasage de l'étude terminé, des points caractéristiques peuvent être placés.

Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur « calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « output »

#### **g) Visualisation des résultats**

Le code PLAXIS contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacements et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

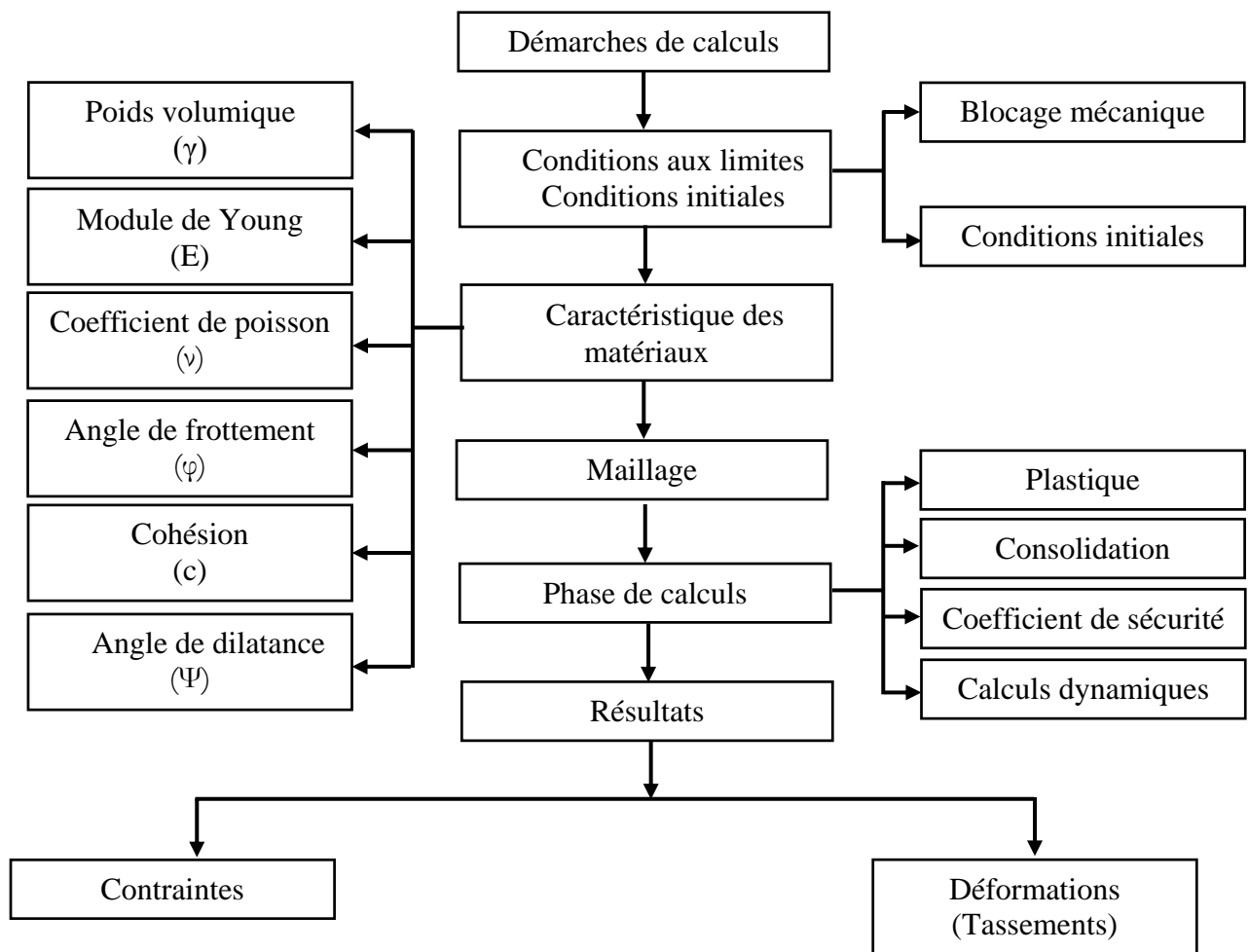


Figure V.4. Organigramme de modélisation avec PLAXIS

### V.1.6. Lois de comportement dans PLAXIS

La modélisation du sol a pour objectif de déterminer un modèle de comportement qui permet d'étudier l'évolution de ses caractéristiques physiques et mécaniques. Il faudra que celui-ci puisse représenter le plus possible tous les aspects essentiels du comportement mis en évidence par les essais de laboratoire et in situ. Le modèle est ainsi une description complète du comportement du sol. La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb ; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de

modèle élastoplastique avec écrouissage dont le modèle Hardening Soil de Plaxis fait partie (Levasseur. 2007).

### A. Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle est utilisé généralement pour une première approximation du comportement d'un sol. C'est un modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage) nécessite la détermination de cinq paramètres qui sont : le module de Young  $E$ , coefficient de poisson  $\mu$ , la cohésion  $C$ , l'angle de frottement  $\varphi$ , l'angle de dilatance  $\psi$  (figure V.5).

Les deux premiers ( $E$ ,  $\nu$ ) sont des paramètres intrinsèques élastiques, les deux autres ( $\varphi$ ,  $C$ ) sont des caractéristiques mécaniques de résistance (tableau V.1). L'angle de dilatance  $\psi$  est un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique. (Lamri, 2008)

Property	Unit	Value
<b>Stiffness</b>		
$E'$	kN/m <sup>2</sup>	0.000
$\nu'$ (nu)		0.000
<b>Alternatives</b>		
$G$	kN/m <sup>2</sup>	0.000
$E_{oed}$	kN/m <sup>2</sup>	0.000
<b>Strength</b>		
$C_{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	0.000
$\varphi'$ (phi)	°	0.000
$\psi$ (psi)	°	0.000
<b>Velocities</b>		
$V_s$	m/s	0.000
$V_p$	m/s	0.000
<b>Advanced</b>		

Figure V.5. Fenêtre des paramètres du modèle Mohr-coulomb.

### B. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . l'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé (figure V.6).

Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. D'une part  $K_u$  est infinie (correspondant à  $\nu_u = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. (Brinkgreve, Al-Khoury, et PLAXIS 2003)

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

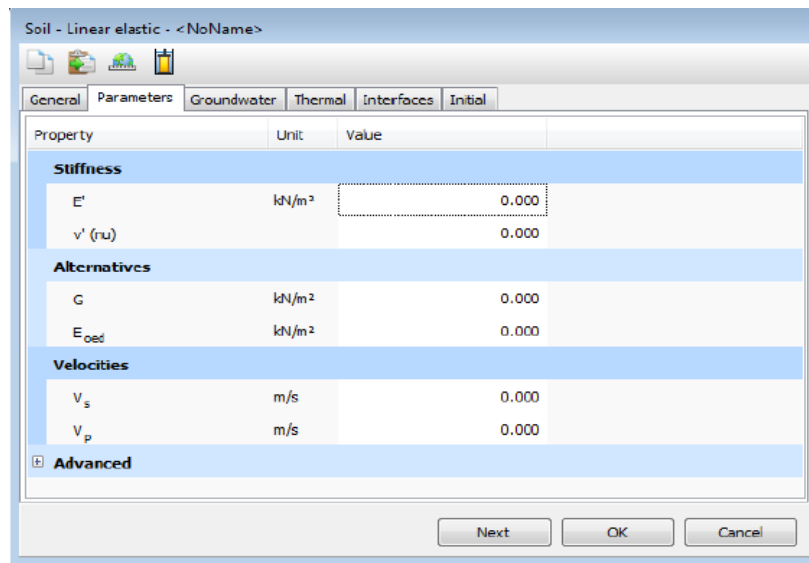


Figure V.6. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire

Tableau.V.1. Les paramètres intégrés dans les modèles de Mohr-Coulomb et élastique linéaire.

Paramètres	Module de Young	Coefficient de poisson	Cohésion	L'angle de frottement	L'angle de dilatance	Poids volumique
Symboles	E	$\nu$	C	$\phi$	$\psi$	$\gamma$
Unités	KN/m <sup>2</sup>	/	KN/m <sup>2</sup>	degré	degré	KN/m <sup>3</sup>

### V.1.7. Paramètres utilisés dans le modèle élastique linéaire et de Mohr-coulomb

#### A. Le module de Young « E »

PLAXIS utilise le module de Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb. Ce module varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne. Dans le module de Mohr-Coulomb, le module de Young est constant.

## B. Coefficient de poisson « $\nu$ »

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure  $K_0$  ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable

## C. L'angle de frottement « $\varphi$ »

L'angle de frottement est constant. Il est indépendant de la contrainte moyenne. Il peut être celui de frottement de pic ou celui de frottement du palier.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

## D. La cohésion « $C$ »

Plaxis peut manipuler des sables sans cohésion, mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible ( $C > 0.2 \text{ KN/m}^2$ ). Plaxis propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

## E. Angle de dilatance « $\psi$ »

Elle est donnée en degré. Sauf pour les couches très sûres consolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ( $\psi = 0$ ). Il peut être facilement évalué par la règle suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ, \text{ pour } \varphi > 30^\circ ;$$

$$\Psi = 0^\circ, \text{ pour } \varphi < 30^\circ ;$$

$$\Psi < 0^\circ, \text{ pour les sables très lâches.}$$

Problème géotechnique, la question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle « universel ».

Le logiciel Plaxis offre la possibilité d'étudier et d'analyser le comportement d'un corps de chaussée sous l'effet de passage du trafic.

## **Partie 2**

# **Modélisation numérique**

### V.2.1. Présentation du projet

L'objet de notre étude concerne le projet de réalisation d'un tunnel de section circulaire situé à 40 m de profondeur, plus spécifiquement l'extension du métro d'Alger du tronçon – El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger, (figure V.7).



Figure V.7. Projet d'extension du métro d'Alger El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger (COSIDER TP 2020)

### V.2.2. Modèle géométrique

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, ou on fait une représentation du problème réel à étudier.

La création du modèle numérique nécessite d'abord le dessin du contour, puis la définition des couches du sol ainsi la spécification de leurs limites, les éléments structuraux et la définition des charges.

Le modèle géométrique doit non seulement comporter la phase initiale, mais aussi la phase d'excavation du tunnel et application des voussoirs ainsi la phase de l'activation de la contraction avec un  $C_{ref} = 0.5$ .

Une fois le modèle géométrique est entièrement défini (figure V.8), et les propriétés de tous les éléments géométriques ont été affectées, le modèle géométrique est terminé et le maillage peut être généré.

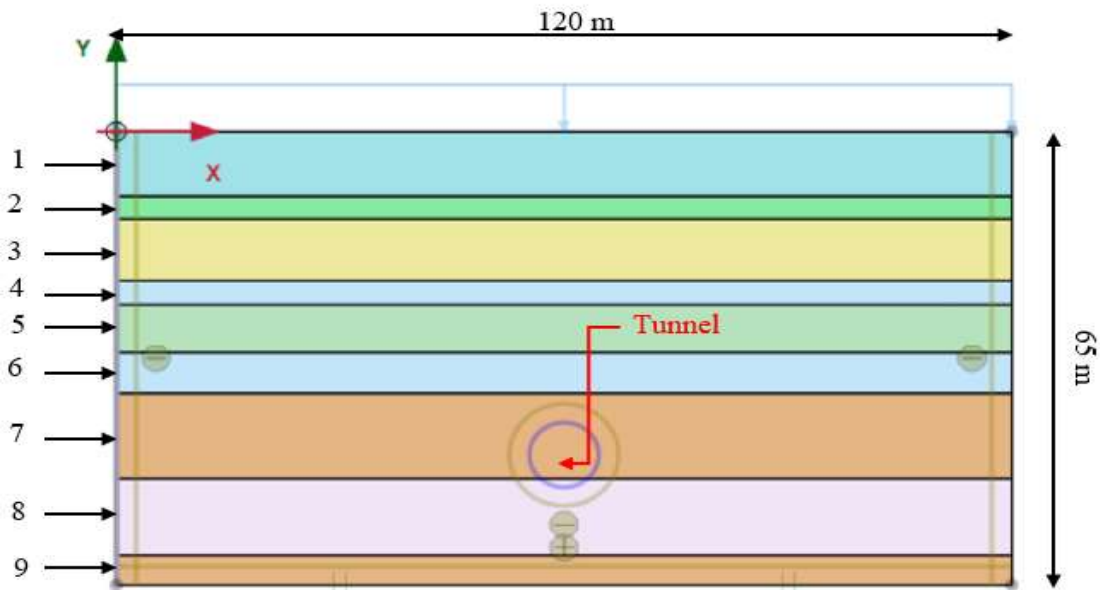


Figure V.8. Modèle géométrique du projet d'étude.

### V.2.3. Paramètres géotechniques du terrain

Tous les paramètres géotechniques qui seront utilisés au cours de notre travail sont résumés dans le tableau V.2.

Tableau.V.2. Paramètres géotechniques du calcul (Mohr-Coulomb)

N° de la couche	Nom de la couche	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (kN/m <sup>2</sup> )	C (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$K_0$	$k_x$ (m/jour)	$k_y$ (m/jour)
1	Remblais (Re)	17	20	10000	0	20	0.6	0.1	0.1
2	Argile limoneuse peu sableuse (Qa)	17	20	30500	31	24	0.6	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-8</sup>
3	Sables limoneux-argileux avec présence des grés (Qs)	18	21	54000	10	33	0.5	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-4</sup>
4 et 6	Argile Marneuse à marne jaunâtre a grisâtre (QM)	17	21	38000	40	23	0.6	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-8</sup>
5	Sables limono-argileux avec présence de cailloux (QMSG)	18	21	77000	31	24	0.6	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-6</sup>
7 et 9	Sable fin, moyen à grossier, jaunâtre avec présence de grés sous forme de fragments (Ts)	18.5	21	156000	10	33	0.5	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-3</sup>
8	Argile Marneuse a Marne verdâtre a grisâtre (TM)	17	21	50000	41	26	0.6	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-8</sup>

### V.2.4. Paramètres de résistance et de déformabilité des structures de soutènement

Les différents éléments structuraux incorporant le blindage des excavations sont modélisés selon les spécifications du projet et selon l'indication des normes applicables, notamment en ce qui concerne la capacité portante et la déformabilité. Tous les éléments structuraux sont modélisés avec un comportement linéaire élastique.

### V.2.5. Description des modèles de calcul

On analysera les efforts qui sont obtenus dans les éléments des anneaux à partir des différents modèles de calcul pour les suivantes charges ou actions :

- Charges exercées par le terrain ;
- Charges du poids propre des anneaux de voussoirs ;
- Charges exercée par la pression de l'eau du niveau phréatique ;
- Charges sismiques.

### V.2.6. Paramètres structurels

Les éléments en béton armé (voussoirs) qui font partie du revêtement du tunnel ont été modélisés dans le logiciel PLAXIS 2D comme des éléments type « plate », selon les spécifications du projet et selon les indications des normes applicables, notamment en ce qui concerne la capacité portante et la déformabilité. Ces éléments structurels présentent un comportement linéaire élastique. Le tableau V.3 présente les caractéristiques, des éléments type « plate » adoptés pour les modèles de calcul de la phase d'excavation de tunnel.

Tableau.V.3. Caractéristiques des éléments type « plate » considérés pour simuler la structure de blindage.

Élément structurel	EA (kN/m)	EI (kN.m <sup>2</sup> /m)	$\nu$
Anneau de voussoirs	$1,71 \times 10^7$	$2.89 \times 10^5$	0.2

Pour mieux rapprocher le comportement du modèle de calcul à la réalité ; le revêtement du tunnel a été modélisée selon un élément type « cluster » avec un comportement linéaire élastique, un poids volumique de 25 kN/m<sup>3</sup>, un module de déformabilité de 37 GPa et un coefficient de Poisson de 0,2.

### V.2.7. Conditions aux limites

Les conditions aux limites dans un problème sont souvent complexes et elles conditionnent naturellement la qualité et la précision de la modélisation. Les conditions aux limites mécaniques se basent sur les équations d'équilibre mécanique (soit cinématique ou statique). Dans notre cas, les déplacements sont imposés nuls (un blocage total qui est la combinaison des blocages horizontaux et blocages verticaux ( $u_x = u_y = 0$ )) à la base du modèle et les déplacements sont autorisés verticalement aux frontières du modèle (figure V.9).

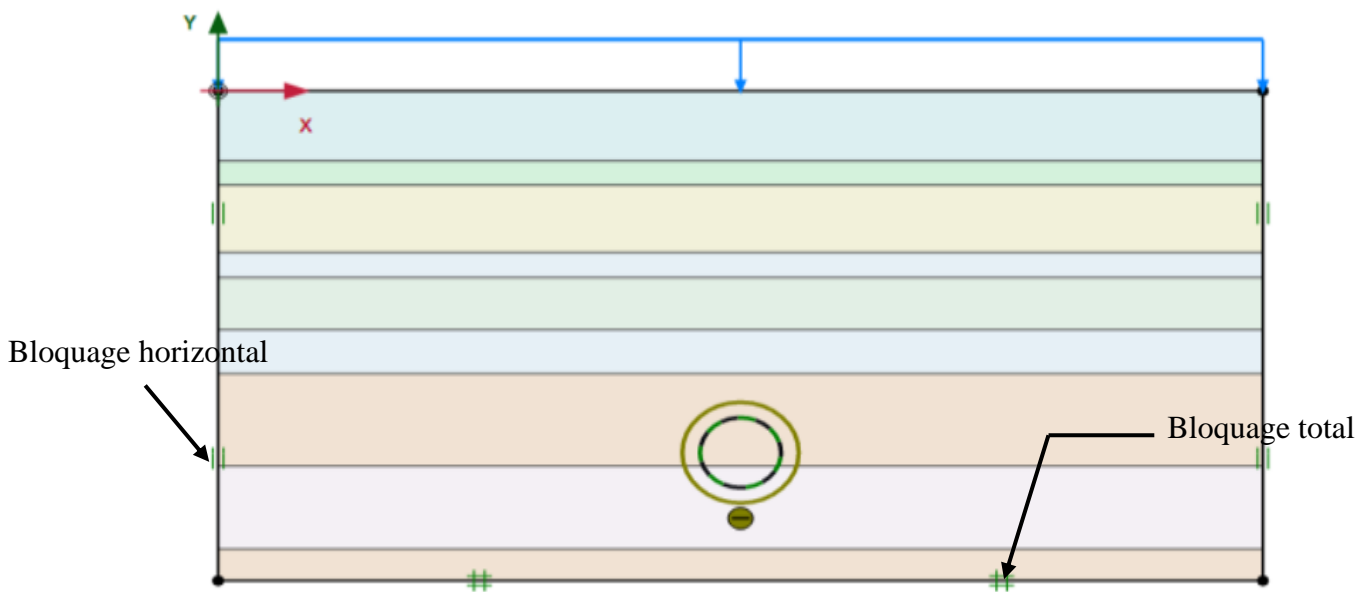


Figure V.9. Application des conditions aux limites.

### V.2.8. Maillage

Les éléments utilisés pour le maillage sont des éléments triangulaires à 15 nœuds. Ce maillage nous donne une distribution plus fine des nœuds (Figure V.10), ce qui implique que les résultats vont être plus précis par rapport au même maillage avec 6 nœuds. Cependant l'utilisation d'éléments à 15 nœuds prend plus de temps.

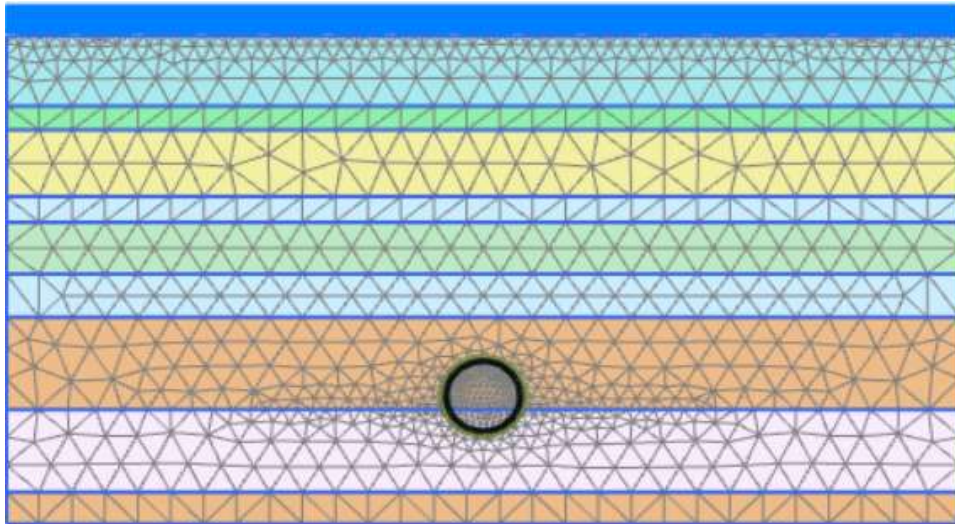


Figure V.10. Génération du maillage.

### V.2.9. Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes effectives initiales.

#### A. Conditions hydrauliques

La nappe phréatique initiale est considérée global (figure V.11) avec la présence de frontières imperméable en bas du modèle.

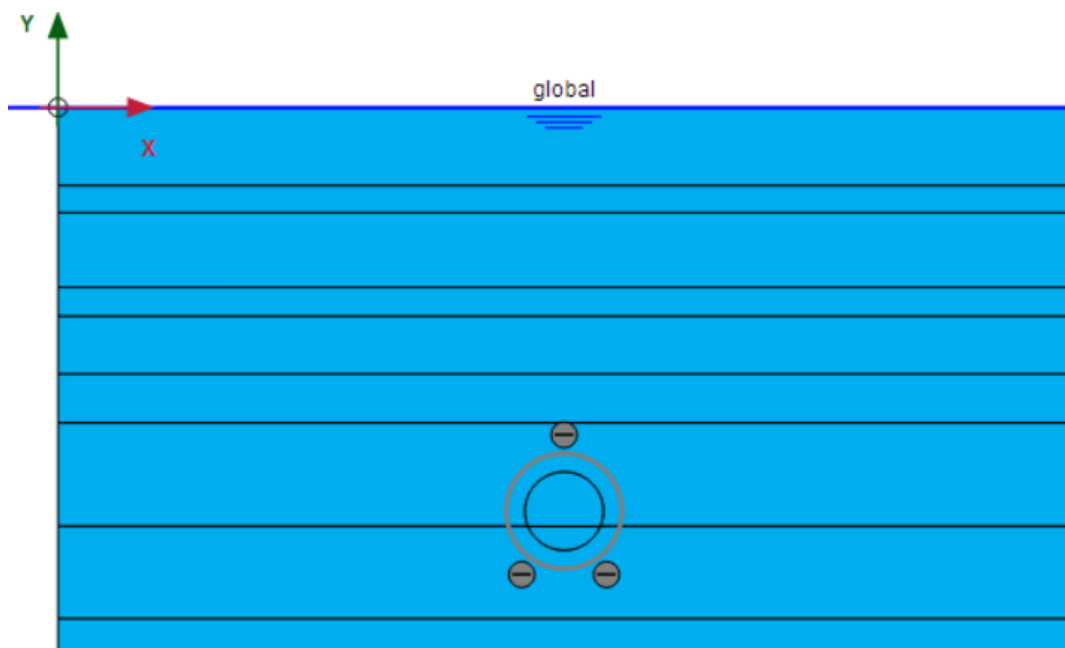


Figure V.11. Génération de la nappe phréatique

## B. Contraintes initiales

Les différents points d'application des contraintes sont générés par le logiciel comme indiqué sur la figure (IV.12), où on remarque une concentration très dense de contraintes tout autour de la structure, due au changement de rigidité entre le sol et la structure.

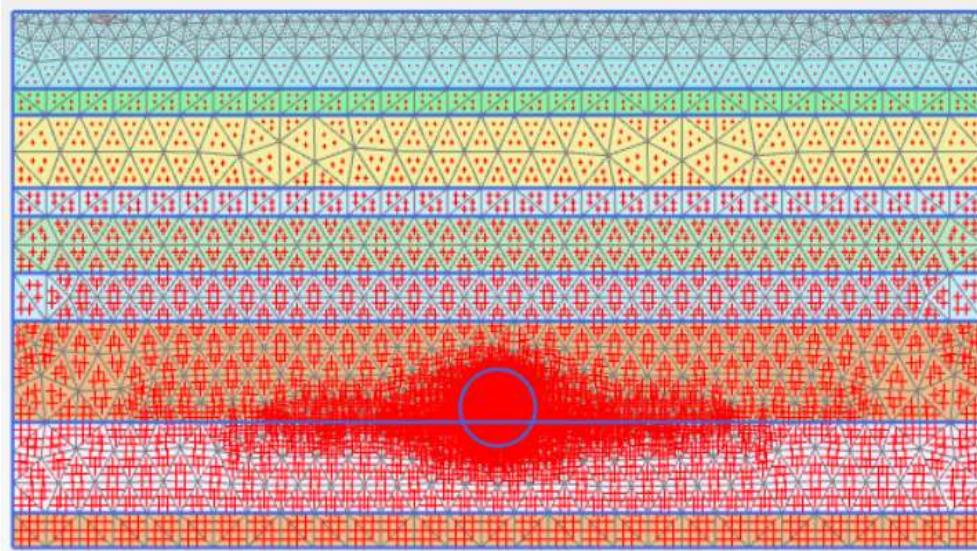


Figure V.12. Génération des contraintes initiales.

### V.2.10. Phases du calcul

Le calcul du modèle de référence est défini en quatre phases :

- Phase initiale : initiation des contraintes (procédure  $K_0$ ) ; on détermine les contraintes effectives initiales ;
- Phase 1 : application du chargement surfacique ;
- Phase 2 : excavation et mise en place des voussoirs ;
- Phase 3 : activation de la contraction.

### V.2.11. Déformation du maillage

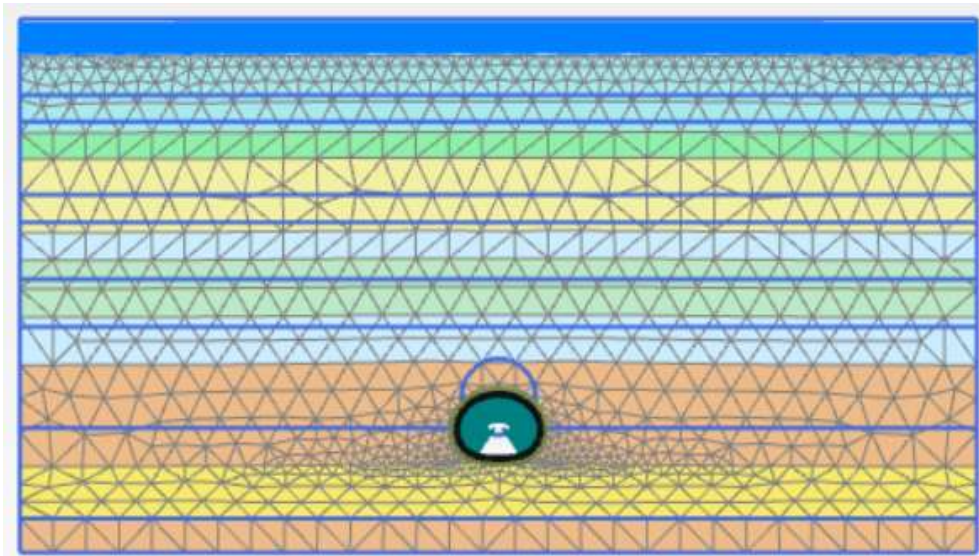


Figure V.13. Déformation du maillage, phase 2

### V.2.12. Analyse du comportement dynamique du tunnel

L'effet dynamique sur le comportement du tunnel est considéré via le séisme de Boumerdes.

#### A. Accélérogramme du séisme de Boumerdes

La figure (V.14) représente l'accélérogramme du séisme de Boumerdes (2003) dans lequel on suppose que le tunnel est sous sollicitation. Cet accélérogramme est caractérisé par deux pics d'accélération qui sont de 1.88 et 2.40 m/s<sup>2</sup>.

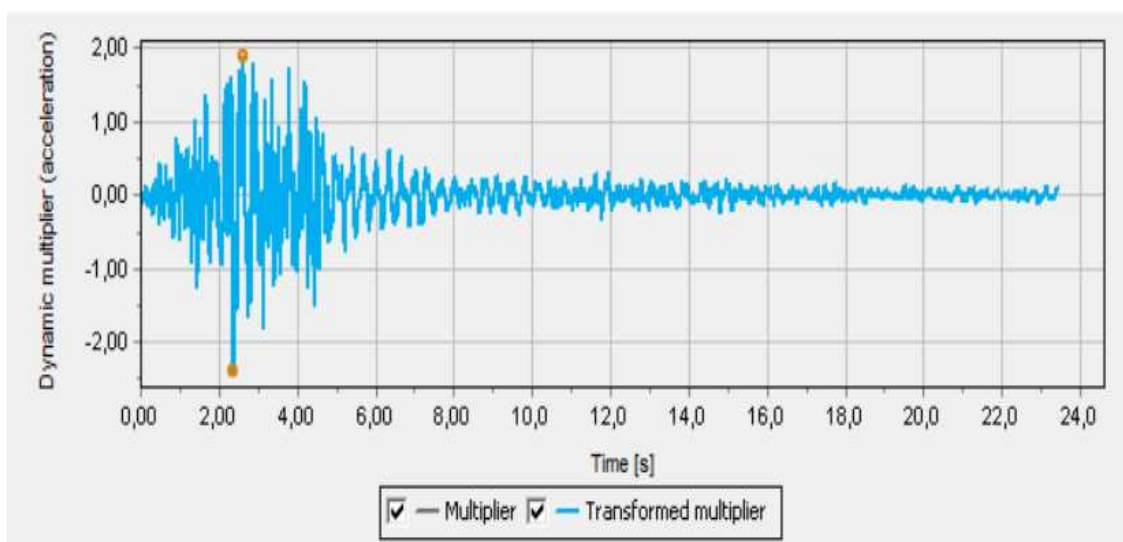


Figure V.14. Accélérogramme type utilisé dans les calculs.

### V.3. Résultats et interprétations

Les figures V.15 et V.16 représentent l'évolution des tassements à l'état statique des deux phases de réalisation, à savoir la phase de creusement et l'installation des voussoirs.

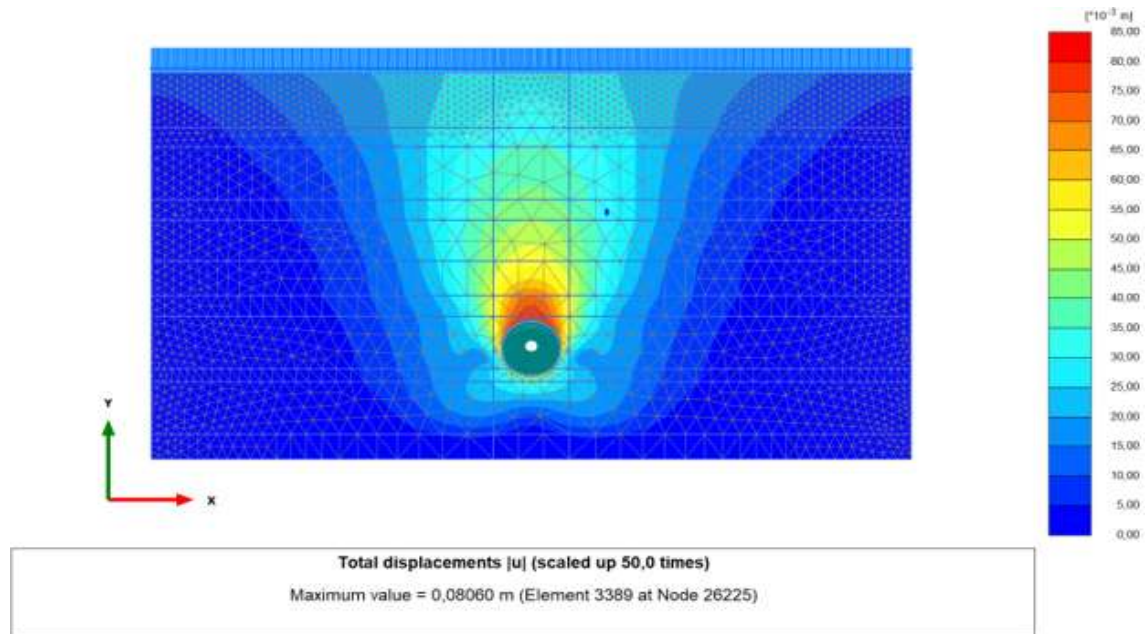


Figure V.15. Déplacement totaux de la phase du creusement

La figure V.15 représente l'évolution des déplacements totaux obtenus lors du creusement du tunnel. On remarque que le déplacement maximal est localisé au niveau de la partie latérale supérieure du tunnel (voûte), qui se propage par diminution vers la surface. La valeur du déplacement total varie entre 80 mm et 20 mm en surface.

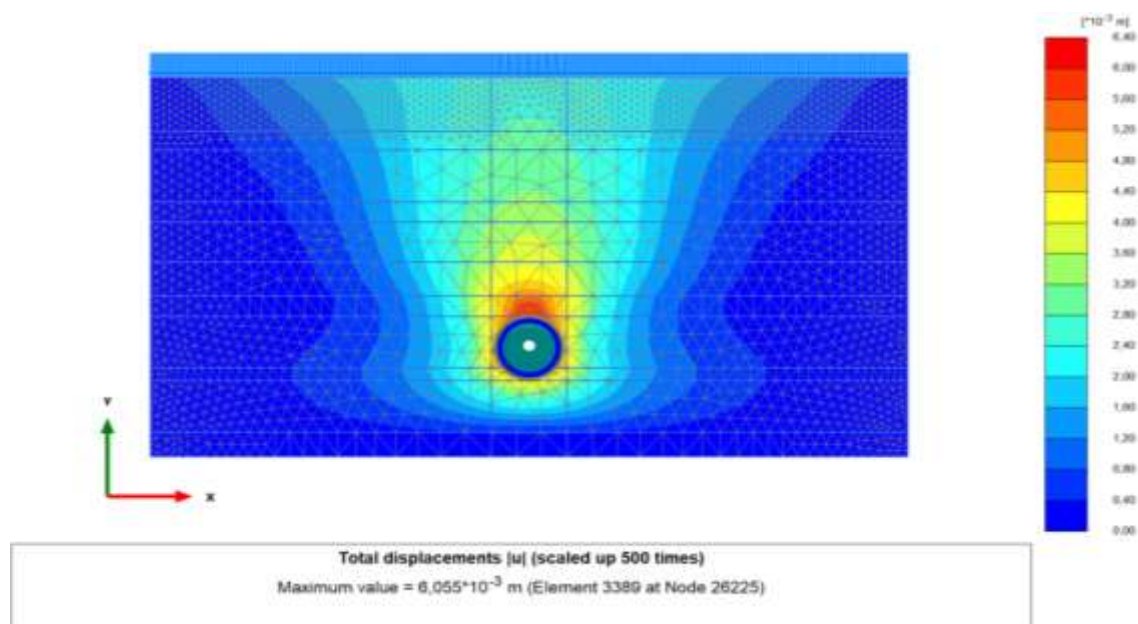


Figure V.16. Déplacements totaux lors de l'installation des voussoirs.

La figure (V.16) représente l'évolution des déplacements totaux à long terme (installation des voussoirs). On constate que les déplacements se répartissent de la même manière que précédemment, mais avec une diminution en donnant une valeur maximale de 6.05 mm.

Dans le but de bien visualiser les résultats, nous avons jugé utile d'analyser le résultat en termes de tassement au niveau des profils bien choisis initialement (voir figure V.17), et on s'intéresse à l'évolution des tassements fonction du temps au-dessous du tunnel. Probablement, cette surface fera objet de nouvelle construction.

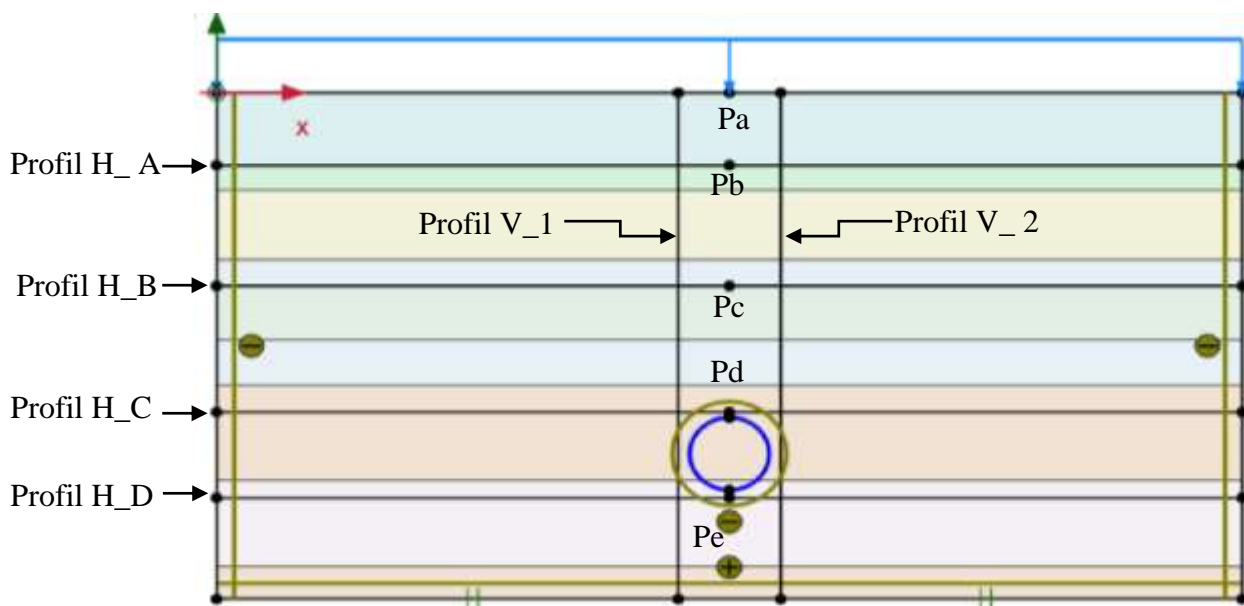


Figure V.17. Représentation des profils du calcul

Les paragraphes qui suivent dressent l'état des tassements transversaux et longitudinaux issus du calcul numérique.

### V.3.1. Tassements transversaux

Les résultats de la modélisation des tassements dans le sens transversal selon les profils PV\_1 et PV\_2 sont présente sous forme graphique (figures V.18 et V.19).

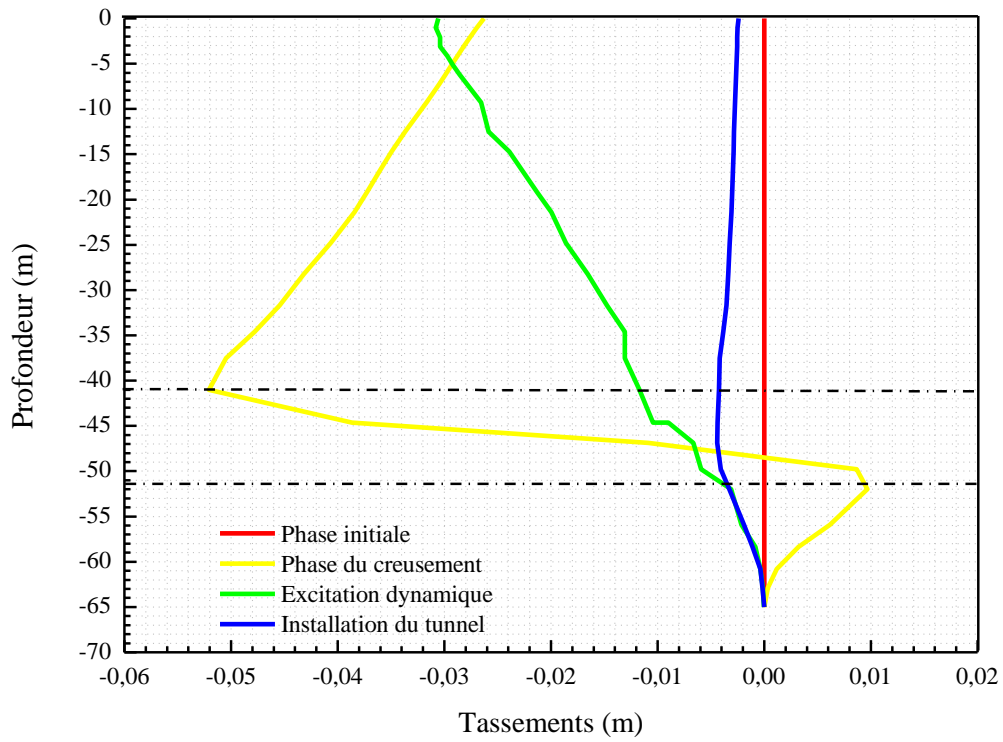


Figure V.18. Evolution des tassements selon PV\_1

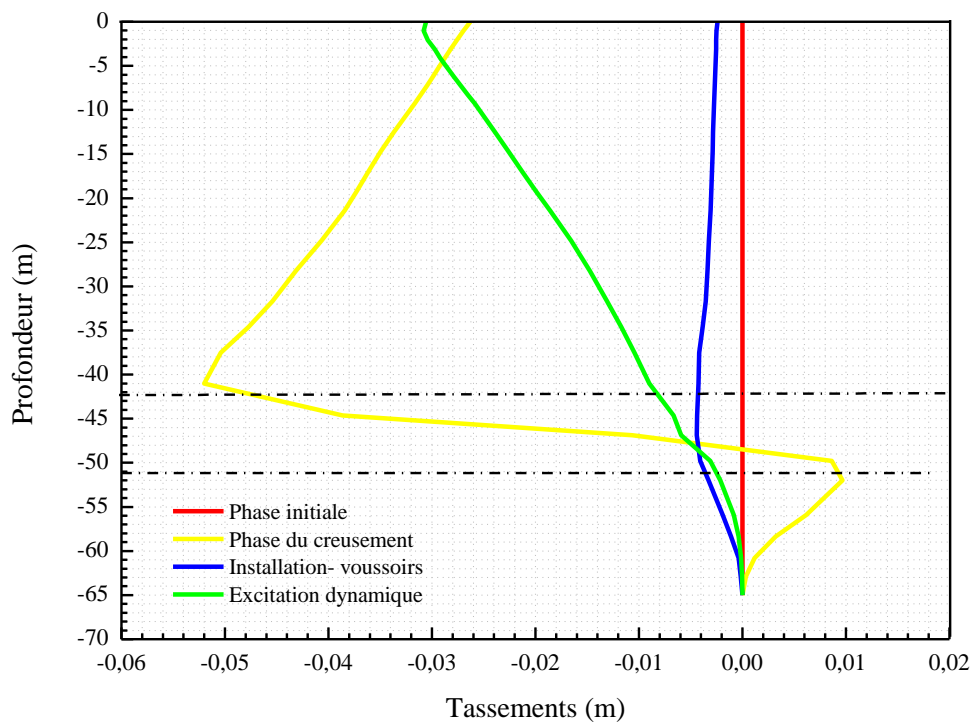


Figure V.19. Evolution des tassements selon PV\_2

Selon la figures (V.18) (V.19) un tassement maximal de l'ordre de 50 mm est localisé à une profondeur de 41 m soit au-dessus de la zone d'excavation et cela pendant la phase du creusement ; par contre, après installation des voussoirs le tassement a été réduit à 12 mm soit un taux de réduction de 24 %, par l'excitation sismique ; le tassement localisé est de 16 mm, cette valeur est circonscrite entre les tassements des deux phases de réalisation.

Selon les résultats présentés dans les figures (V.18) (V.19), un soulèvement est localisé à la partie inférieure du tunnel, de l'ordre 10 mm et ceci est dû à la redistribution des contraintes internes au niveau de la partie inférieure de la section du tunnel qui vont agir dans le sens contraire des charges appliquées.

On constate qu'après la mise en place des voussoirs le massif devient stable malgré l'application du chargement sismique.

A la profondeur de 41 m, soit le point d (figure V.17) ; le tassement final observé est de l'ordre de 14 mm.

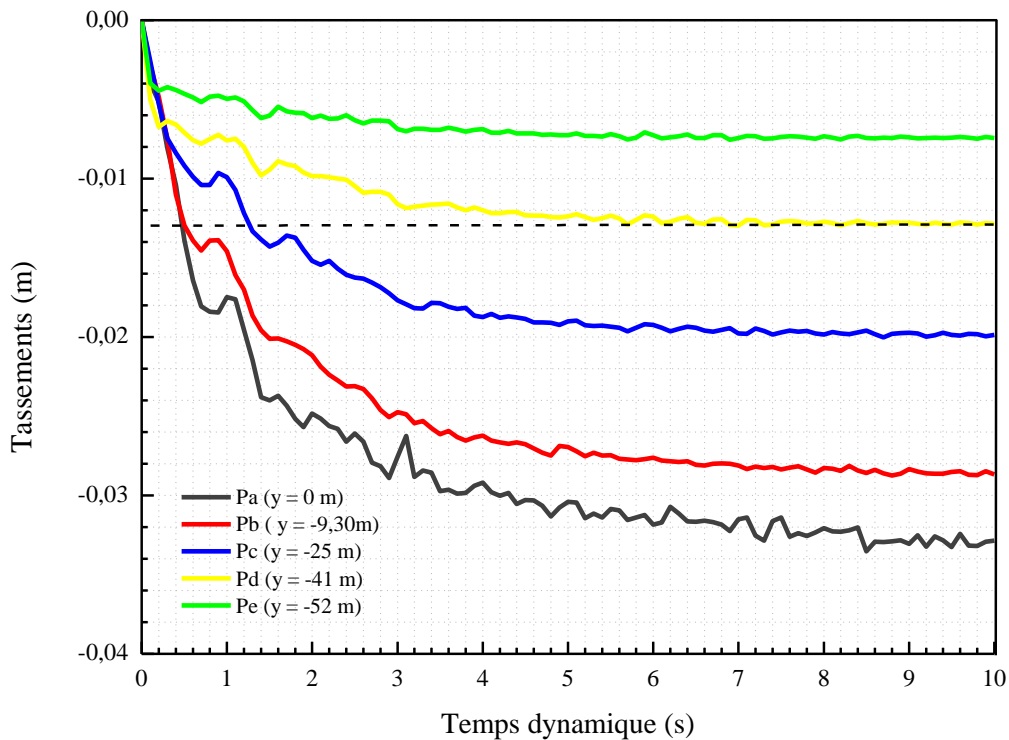


Figure V.20. Evolution des tassements sur les points (a, b, c, d, e)

### V.3.2. Tassements longitudinaux

Pour suivre l'évolution des tassements dans le sens longitudinal, nous avons opté pour la création des profils déjà définis sur la figure V.17, nous permet d'évaluer les tassements de surface dans la direction longitudinale. Les résultats sont représentés sur des graphiques ci-après.

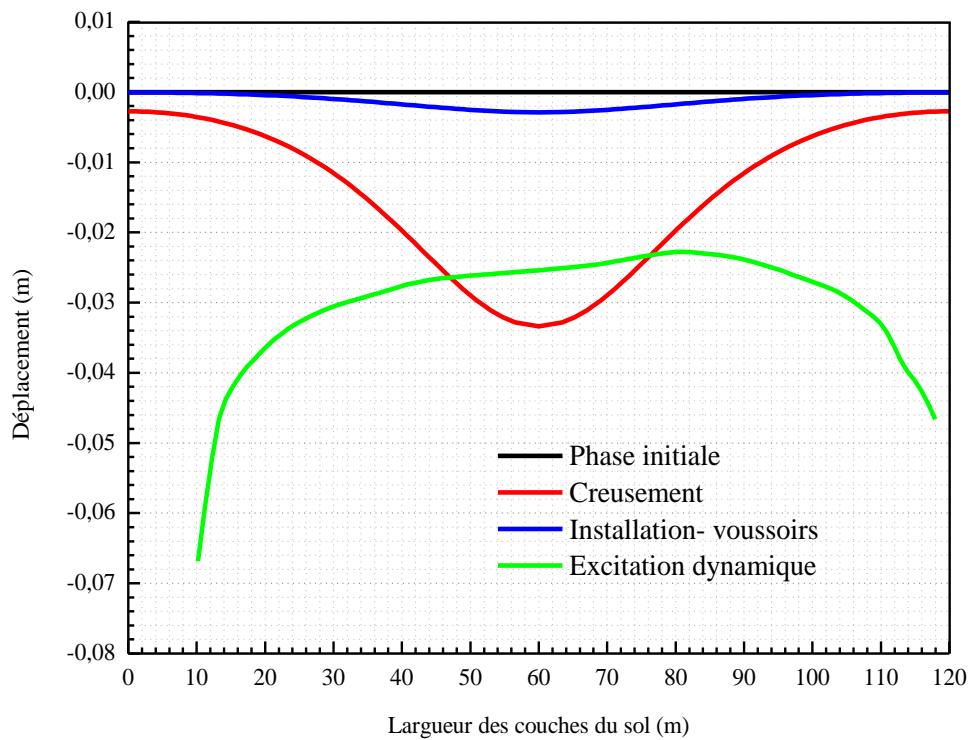


Figure V.21. Evolution des tassements selon PH\_A

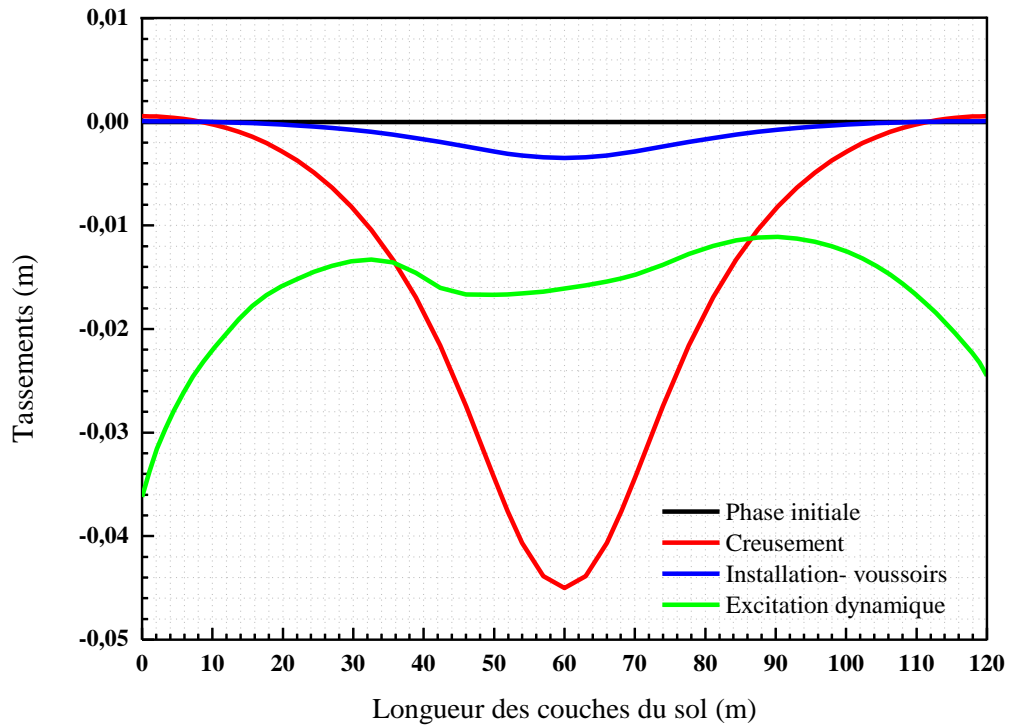


Figure V.22. Evolution des tassements selon PH\_B

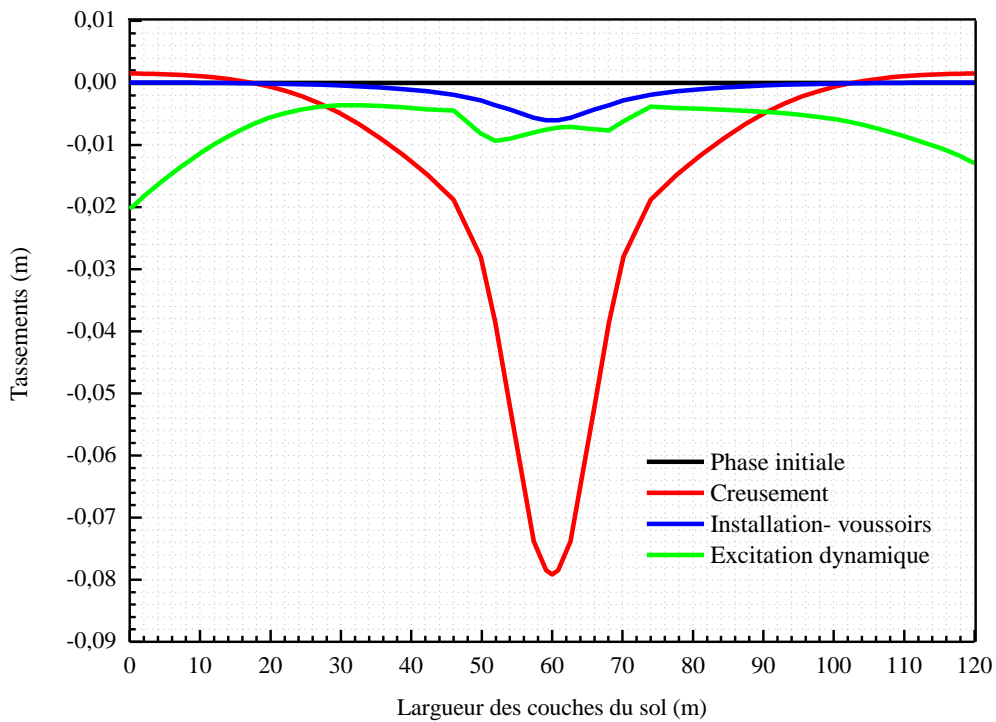


Figure V.23. Evolution des tassements selon PH\_C

Les figures (V.21) (V.22) (V.23) représentent les tassements au-dessus du tunnel, on constate que les courbes pour les trois profils PH\_A, PH\_B et PH\_C sont similaires. Les

tassements sont sous forme de cuvette, la seule différence réside dans la valeur du tassement maximal au niveau de la zone d'excavation.

La phase de creusement se traduit par un tassement maximal de l'ordre de 35 mm selon le profil PH\_A et 45 mm selon le profil PH\_B.

Notons aussi que les tassements sont quasiment négligeables loin de la zone d'excavation, aussi lors de l'installation du tunnel.

Quant à la phase d'excitation dynamique les tassements sont faibles et ont des valeurs de 30 mm suivant le profil PH\_A, 20 mm suivant le profil PH\_B et 10 mm suivant le profil PH\_C. Tandis que suivant le profil PH\_D, dans la phase du creusement le sol se comporte différemment des profils cités auparavant (voir figure V.21), puisqu'on remarque un soulèvement notamment sur la zone du tunnel. Puis un tassement négligeable lorsque les voussoirs sont installés et la charge sismique est appliquée.

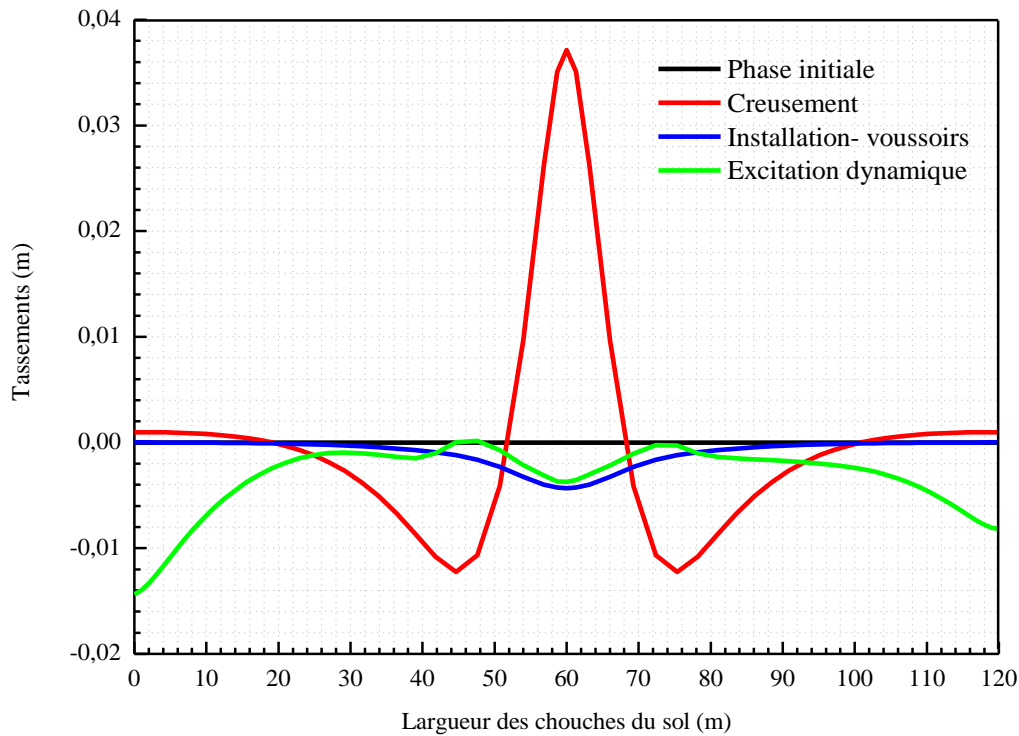


Figure V.24. Evolution des tassements selon PH\_D

**V.4. Conclusion**

Les constatations sont claires ; on note que plus on s'éloigne du tunnel plus les tassements diminuent.

On remarque que les tassements sont quasiment négligeables à l'état statique comme à l'état dynamique une fois les voussoirs sont installés, on dit alors que le sol n'est plus perturbé.

Nous pouvons conclure en parallèle, que l'application des voussoirs lors du creusement au tunnelier est une solution adéquate pour maintenir la stabilité de la structure du tunnel et le massif du sol.

# **Conclusion générale**

A travers ce travail, nous avons visé à étudier le comportement sous chargement dynamique d'un tunnel renforcé par des voussoirs en béton armé, à l'aide du code de calcul Plaxis 2D ; et de mettre en évidence l'évolution des tassements causés par les différentes étapes de réalisation et lors de l'excitation sismique.

La modélisation numérique montre que l'application des voussoirs joue un rôle très important sur la stabilité du tunnel, les résultats obtenus sont adéquats à nos espérances en avant-projet.

On conclut essentiellement que plus on se rapproche de la zone d'excavation plus les tassements augmentent, et ce durant toutes les phases de réalisation du projet.

Pour la phase de creusement qui est considérée comme étant la phase où le sol est plus perturbé, le tassement maximal selon les profils verticaux est de l'ordre de 50 mm, par contre le tassement maximal selon les profils horizontaux est de l'ordre de 80 mm.

Par ailleurs, les résultats obtenus pour la phase finale de réalisation du tunnel les tassements sont moins importants que l'état de creusement, ces tassements sont compris entre 0 et 6 mm.

Ce projet de fin d'études a été pour moi, une opportunité pour concrétiser mes connaissances théoriques acquises pendant mon cycle de formation et de mieux maîtriser le logiciel de modélisation PLAXIS 2D.

# **Références bibliographiques**

- AFTES, GT20. 2001. « Recommandations “Conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains” ». *Travaux et Ouvrages Souterrains*, n° 164.
- AFTES. 2002. group de travail n° 7, “recommandations relatives à la méthode convergence-confinement”, tunnels et ouvrages souterrains, n° 170, mars/avril, pp. 79 – 89.
- AFTES.GT14. 2005. catalogue des désordres en ouvrages souterrains. Exploitation et réhabilitation des tunnels. 191. hs3.
- Amorosi, A., et D. Boldini. 2009. « Numerical modelling of the transverse dynamic behaviour of circular tunnels in clayey soils ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29 (6): 1059-72.
- Berkane, aicha. 2021. « Comportement des tunnels lors du creusement en zone instable ». Université de Batna 2.
- Brinkgreve, et al., PLAXIS. 2003. Manuel de référence PLAXIS version 8. Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas
- Bobet, A. 2003. « Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading ». *Tunnelling and Underground Space Technology* 18 (4): 377-93.
- Bourenane, Adel. 2016. « Etude des mouvements de terrains induits par l’excavation d’une station souterraine de metro ». Mémoire magistère, Alger. Algérie: Unniversité des sciences et de la technologie Houari BOUMEDIENE.
- CETU. 1998. Centre d’Etudes des tunnels « Procédés de creusement et de soutènement ». centre d’études des tunnels.France.
- CETU.2015 Centre d’Etudes des tunnels. 2015. Livre 1 « Du désordre à l’analyse, de l’analyse à la citation » centre d’études des tunnels. France
- CETU. 2015 Centre d’Etudes des tunnels. 2015. Livre 2 « Catalogue des désordres » centre d’études des tunnels.France
- Chambon, Pierre, et Jean-Francois Corte. 1994. « Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face ». *Journal of geotechnical engineering* 120 (7): 1148-65.
- Chazelas, Jean-Louis, Philippe Gueguen, Pierre-Yves Bard, et Jean-François Semblat. 2003. « Modélisation de l’effet site-ville en modèle réduit centrifugé. Validation des techniques expérimentales ». In 6eme Colloque National de Génie Parasismique. Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, 1:245-52.
- Clouteau, Didier, Eric Savin, et Denis Aubry. 2001. « Stochastic simulations in dynamic soil–structure interaction ». *Meccanica* 36 (4): 379-99.
- COSIDER TP, ALGER. 2020. « L1B1-GCG-COSM28-3000-A2-17-001-B.pdf ».

- De La Fuente, M., F. Berro, S. Khodr, R. Taherzadeh, et J. Sulem. 2021. « Effect of the lay distance of a stiff support on the applicability of the Convergence-Confinement method ». In IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 833:012168. IOP Publishing.
- Dias, Daniel, et Richard Kastner. 2013. « Movements caused by the excavation of tunnels using face pressurized shields—analysis of monitoring and numerical modeling results ». *Engineering Geology* 152 (1): 17-25.
- Dolzhenko, Nataliya. 2002. « Etude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel ». Lyon, INSA.
- El Houari, Nesrine. 2015. « CONTRIBUTION À L'ÉTUDE MÉCANIQUE ET HYDRAULIQUE DES TUNNELS EN CONFIGURATION TRIDIMENSIONNELLE ». PhD Thesis.
- EN 1998-5 Eurocode 8, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, Partie 5 : Fondations, ouvrages desoutènement at aspects géotechniques.
- GEOMUR V1.1 2005, Manuel de l'utilisateur, GEOS INGENIEURS CONSEILS, France
- Godard, J. P. 2002. « Why go underground ». In *Urban underground space: a resource for cities*, Actes de la conférence internationale de l'ACUUS, Torino.
- Goel, R. K. 2016. « Experiences and lessons from the use of TBM in the Himalaya—A review ». *Tunnelling and Underground Space Technology* 57: 277-83.
- GESTA, Pierre. 1994. *Travaux souterrains*. Ed. Techniques Ingénieur.
- Guéguen, Philippe, Pierre-Yves Bard, et Francisco J. Chávez-García. 2002. « Site-city seismic interaction in Mexico city-like environments: An analytical study ». *Bulletin of the seismological society of America* 92 (2): 794-811.
- Guéguen, Y., et A. Schubnel. 2003. « Elastic wave velocities and permeability of cracked rocks ». *Tectonophysics* 370 (1-4): 163-76.
- Hashash, Youssef MA, Jeffrey J. Hook, Birger Schmidt, I. John, et Chiang Yao. 2001. « Seismic design and analysis of underground structures ». *Tunnelling and underground space technology* 16 (4): 247-93.
- Hilar, M. 2011. « 3D modelling of a tunnel re-excavation in soft ground ». *Acta Polytechnica* 51 (3).
- Idris, Jamal. 2007. « Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains - Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique ». France: Institut National Polytechnique de Lorraine,.

- Kainrath-Reumayer, Stefan, Gunter Gschwandtner, et Robert Galler. 2009. « The convergence confinement method as an aid in the design of deep tunnels ». *Geomechanics and Tunneling* 2 (5): 553-60.
- Kham, Marc. 2004. « Propagation d'ondes sismiques dans les bassins sédimentaires: des effets du site à l'interaction site-ville ». Thèse doctorat, France: Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Khoshnoudian, Faramarz. 1999. « Étude du comportement des tunnels sous chargement sismique ». Thèse doctorat, Lille: université de Lille 1.
- Levasseur, Séverine. 2007. « Analyse Inverse en Géotechnique: développement d'une méthode à base d'algorithmes génétiques. » Université Joseph-Fourier-Grenoble I.
- Li, Jie, Qingxia Yue, et Jun Chen. 2010. « Dynamic response of utility tunnel during the passage of Rayleigh waves ». *Earthquake Science* 23 (1): 13-24.
- Lunardi, P. 1997. « Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols. Présoutènement et préconfinement ». *Revue Française de Géotechnique*, no 80: 17-34.
- Owen, G. Norman, et Roger E. Scholl. 1981. « Earthquake engineering of large underground structures ».
- Park, Kyung-Ho, Kullachai Tantayopin, Bituporn Tontavanich, et Adisorn Owatsiriwong. 2009. « Analytical solution for seismic-induced ovaling of circular tunnel lining under no-slip interface conditions: A revisit ». *Tunnelling and Underground Space Technology* 24 (2): 231-35.
- Patra by pass Tunnel, 2004. <http://www.civil.ntua.gr/ggeotechposttunnel2/tunnel-failures/tsld014.htm>
- Penzien, Joseph. 2000. « Seismically induced racking of tunnel linings ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 29 (5): 683-91.
- Purwodihardjo, Ardie. 2004. « Modélisation des déformations différées lors du creusement des tunnels ». Ecully, Ecole centrale de Lyon.
- RPA99/ Version 2003 Règles Parasismiques Algériennes. Document technique réglementaire B.C 2.48. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique. Algérie.
- RPOA. 2008 Règles Parasismiques Applicables au domaine des ouvrages d'art. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique. Algérie.
- Sétra (2010) Guide méthodologique, Ponts en zone sismique, Guide de conception, Version provisoire janvier 2010.

- Shahrour, I., F. Khoshnoudian, M. Sadek, et H. Mroueh. 2010. « Elastoplastic analysis of the seismic response of tunnels in soft soils ». *Tunnelling and underground space technology* 25 (4): 478-82.
- Sliteen, L., H. Mroueh, et M. Sadek. 2013. « Three-dimensional modeling of the behaviour of shallow tunnel under seismic load ». In *20th Congress Rock Mechanics*, France.
- Terzaghi, Karl. 1946. « Rock defects and loads on tunnel supports ». *Rock tunnelling with steel supports*.
- Warren, C. D., et P. M. Varley. 1992. « The Channel Tunnel: geotechnical monitoring to breakthrough ». *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 25 (1): 7-16.
- Wong, H., V. Trompille, et D. Dias. 1999. « Déplacements du front d'un tunnel renforcé par boutonnage prenant en compte le glissement boulon-terrain: approches analytique, numérique et données in situ ». *Revue française de géotechnique*, no 89: 13-28.
- [www.ita-aite.org](http://www.ita-aite.org) association international des tunnels et de l'espace souterrains.
- Zhang, Zhiguo, Maosong Huang, et Mengxi Zhang. 2011. « Theoretical prediction of ground movements induced by tunnelling in multi-layered soils ». *Tunnelling and Underground Space Technology* 26 (2): 345-55.