

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de 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 ouvrages  
souterrain – Cas de station de  
nouveau terminal d'aéroport d'Alger*

**Présenté par :**

**M<sup>elle</sup> AMARI Messad**

Devant le jury :

Mr GABI S	Président	Professeur à l'UMMTO
Mr KAHIL A	Promoteur	Maitre de conférences A à l'UMMTO
Mr MERAKEB S	Examineur	Maitre de conférences B à l'UMMTO

Année universitaire : 2020/2021

---

**Résumé :** dans ce travail, nous avons mené une étude numérique sur le comportement d'une station de 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 élément finis Plaxis 2D, dans un premier temps nous avons défini la géométrie de la station, les propriétés du sol ainsi que les conditions initiales et les conditions aux limites, puis nous avons lancé les calculs correspondant aux différentes étapes de réalisation et par la suite considérons le cas d'une excitation sismique. Nous avons pu obtenir à partir de calculs effectués sur Plaxis pour chaque étape de réalisations de la station des courbes d'évolutions des tassements pour chaque profil dans le sens longitudinal et transversal.

**Mot clé :** excavation, plaxis 2D, séisme, tassement.

---

---

**Abstract :** In this work, we conducted a numerical study on the behavior of a metro station in Algiers during the construction phases and then in the case of an earthquake. For this we used the finite element calculation software Plaxis 2D, first we defined the geometry of the station, the properties of the soil as well as the initial conditions and the boundary conditions, then we launched the corresponding calculations. to the different stages of production and then consider the case of seismic excitation. We were able to obtain, from calculations carried out on Plaxis for each stage of the station's construction, settlement evolution curves for each profile in the longitudinal and transverse direction.

**Key words:** excavation, plaxis 2D, earthquake, settlement.

---

# Remerciements

Au terme du travail, je tiens à exprimer ma gratitude ainsi que mes remerciements pour toutes les personnes qui ont contribué à sa réalisation. Je tiens d'abord à remercier Mr KAHIL. A pour son encadrement, son aide et son encouragement durant toute l'année afin de pouvoir achever ce projet.

Je tiens à remercier également Mme MEZIANI pour son soutien et ses conseils qui m'ont permis d'avancer dans ce projet.

Mes vifs remerciements sont adressés à Monsieur REZAOUL qui m'a confié ce projet pour mon mémoire de fin d'études.

Mes remerciements s'adressent aussi à tous les membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail et qui me feront l'honneur de l'examiner.

Un grand Merci à mes parents et ma famille pour leur soutien moral et intellectuel le long de ma démarche.

# **Dédicaces**

**Pour ceux qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui.**

**Mes chers parents**

**Pour ceux qui m'ont accompagné durant tout mon parcours scolaire, qui me pousse pour aller encore plus loin, malgré les circonstances. Mon frère Mokran, ma sœur Kahina.**

**Pour toutes les personnes qui ont rejoint le ciel avant de pouvoir assister à ce moment : mes grands-pères Belaid et Mokran ainsi ma grand-mère Dahbia.**

**À toute la promotion géotechnique 2020/2021 en particulier : Ania, Mourad, Sarah.**

**Sans oublier mes amis (es) : Said, Menad, Dyhia, Sadia, Zaina, Zahia, Hassiba.**

**Avec qui j'ai partagé mes bons et pires moments soit durant tout mon cursus du primaire à l'Université soit en dehors de mon cursus d'étude et a tout ce qui mon aide à réaliser ce travail.**

# **Sommaire**

<b>Introduction générale</b>	1
<b>Chapitre I : Généralités sur les ouvrages souterrains</b>	
I.1. Introduction	3
I.2. Définition	3
I.3. Historique et développement des ouvrages souterrains	3
I.4. Les raisons de construire en souterrain	4
I.4.1. Des raisons d'isolation	4
I.4.2. Des raison d'occupation du sol et d'implantation	4
I.4.3. Des raisons économiques	4
I.4.4. Des raisons sociales	4
I.4.5. Des raisons topographiques	5
I.4.6. Des raisons de protection de l'environnement	5
I.5. Classification des ouvrages souterrains	5
I.6. Importance des ouvrages souterrains	6
I.7. Les problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains	6
I.8. Principaux et différents types des ouvrages souterrains	7
I.9. Méthodes de construction des tunnels	7
I.9.1. Méthodes de construction à ciel ouvert	8
I.9.2. Méthodes de construction en souterrain	10
I.10. Tunnel de station	10
I.10.1. Escalators, concours, passages	12
I.10.2. Programme de construction	13
I.11. Conclusion	14
<b>Chapitre II : Dégradations et techniques de confortement</b>	
II.1. Introduction	15
II.2. Définition des mouvements de terrains	15
II.2.1. Types de mouvement de terrain	15
A. Les mouvements lents et continus	15
B. Les mouvements rapides et discontinus	15
II.3. L'instabilité des tunnels	16
II.4. L'origine des risques d'instabilités des tunnels	16
II.5. Les phénomènes principaux d'instabilité	16
a) Effondrement	17
b) Désordres locaux	18
c ) Tassement en surface ou tassement différentiel	19
d) Inondation	19
II.6. Fortes déformations (convergence extrême)	20
II.7. Le vieillissement des matériaux	20
II.8. Désordres et pathologies	20
II.8.1. Infiltrations d'eau	20
II.8.2. Le vieillissement du liant	21
a. Définitions	21
b. Les liants	21

c. Causes de disjointement	22
d. Conséquences	22
II.8.3. Fissures	23
A. Les types de fissures	23
1. Fissures transversales	23
2. Fissures biaisent	24
3. Fissures longitudinales	24
4. Fissures en sifflet	25
5. Fissures de tympan	25
II.9. Les irrégularités géométriques	26
II.9.1. Description	26
II.9.2. Désordres associés	26
II.10. Facteurs des désordres	27
II.11. Surveillance et entretien	27
II.12. Conclusion	28

### **Chapitre III : Méthodes de creusement et dimensionnements des ouvrages souterrains**

III.1. Introduction	29
III.2. Les différentes méthodes d'exécution des tunnels	29
III.2.1. Méthode d'excavation traditionnelle	29
III.2.2 Méthode traditionnelle à l'explosif	29
III.2.3. Méthode d'excavation mécanique	30
III.2.4. Méthode par attaque ponctuelle	30
III.2.5. Méthode par prédécoupage mécanique	30
III.2.6. Méthode de creusement mécanique	31
a) Définition d'un tunnelier	31
III.2.7. Nouvelle méthode autrichienne (New Austrain Tunnelling Method)	32
a) Creusement en pleine section	32
b) Creusement en demi-section	32
c) Creusement en section divisée	32
III.3. Description des méthodes de calcul	33
III.3.1. Les methodes empiriques	34
1. Recommandation de L'AFTES	34
2. La methode de TERZAGHI	35
III.3.2. Les methodes analytiques	36
A) La methode des rections eperstatiques	36
III.3.3. Les methodes de calcul numerique	37
a) Modèles tridimensionnels	38
b) Modèles bidimensionnels	38
III.3.4. Méthode Convergence-Confinement	38
III.4. Conclusion	40

### **Chapitre IV : Effets sismique sur les ouvrages souterrains**

IV.1. Introduction	41
--------------------	----

IV.2. La Pathologie d'un Tunnel Endommagé	41
IV.2.1. Cas du tunnel T1 de l'autoroute Est-Ouest (Algérie)	41
IV.3. Analyse et comportement sismique des ouvrages souterrains	43
IV.3.1. Déformations des ouvrages souterrains dus au chargement sismique	43
a) Déformation en compression et extension axiale	43
b) Déformation en flexion longitudinale	43
c) Déformation d'ovalisation (distorsion)	43
IV.3.2. Analyse sismique des tunnels	44
IV.3.3. Approche par déformation en champ libre (free-field approach)	46
IV.3.4. Méthode de pression dynamique de la terre (dynamic earth pressure method)	46
A) Approche d'interaction sol-structure (soil-structure interaction approach)	46
a) Non-linéarité des sols	47
b) Interaction sol-tunnel	48
c) Mouvements de terrain en surface	48
IV.4. Prise en compte de l'aspect tridimensionnel	50
IV.4.1. Evolution de la géométrie	50
IV.5. Conclusion	51

### **Chapitre V : Présentation du logiciel plaxis**

V.1. Introduction	52
V.2. Code de calcul Plaxis	52
V.3. Options par défaut et solutions approchées	52
V.4. Les sous-programmes de Plaxis	53
V.5. Etapes de modélisation avec PLAXIS	56
a) Géométrie	56
b) Conditions aux limites	57
c) Définition des paramètres des matériaux	57
d) Maillage	57
e) Les conditions initiales	58
f) Phase de calcul	58
g) Visualisation des Résultats	59
V.6. Lois de comportement dans PLAXIS	60
A. Modèle élastique linéaire	60
B. Modèle de Mohr-Coulomb	61
1. Le module de Young « E »	62
2. Coefficient de poisson « $\nu$ »	62
3. L'angle de frottement « $\varphi$ »	63
4. La cohésion « C »	63
5. Angle de dilatance « $\psi$ »	63
V.7. Conclusion	63

### **Chapitre VI : Modélisation numérique, résultats et interprétations**

VI.1. Introduction	64
VI.2. Partie A : modélisation numérique	64
VI.2.1. Présentation du projet	64
VI.2.3. Paramètre géotechnique de sol	65

VI.2.4. Les Données géologique	66
A. Paramètres structurels	66
B. Maillage et conditions aux limites	67
C. Les conditions initiales	68
VI.2.5. Phasage de modélisation numérique	69
V.3. Partie B : résultats et interprétations	70
V.3.1. Analyse du comportement dynamique de la station	70
A. Caractéristique de la secousse sismique supposer	70
B. Paramètres dynamique	70
C. Position des points et des profils	70
D. Evolution des tassements selon l'ensemble des points	71
E. Evolution des tassements surs le profil horizontal A	73
F. Evolution des tassements surs le profil horizontal B	74
G. Evolution des tassements surs le profil vertical 1	75
H. Evolution des tassements surs le profil vertical 2	76
<b>Conclusion générale</b>	78
<b>Références bibliographiques</b>	79

# **Listes des figures**

---

**Chapitre I : Généralités sur les ouvrages souterrains**

Figure I.1. Exemple d'une tranchée ouverte dans un terrains urbain soutenue par des parois moulées et encrages précontraints, ( <i>lahmadi,2006</i> )	9
Figure I.2. Schéma d'exécution d'une paroi moulée	10
Figure I.3. Disposition de l'échange sur multi-plate-forme où une nouvelle ligne est incorporée dans un système existant	12
Figure I.4. Dispositions typique des tunnels de station avec les escalators	13

**Chapitre II : Dégradations et techniques de confortement**

Figure II.1. Effondrement de la route nationale au-dessus de station de métro de Daika endommagée par un tremblement de terre en Japon (1995).	17
Figure II.2. Tunnel de Patra avant et après l'effondrement	18
Figure II.3. Tunnel de A38 Saltash (R. U, 1997), fissurations sur les parois	18
Figure II.4. Dégradation dans le tunnel de Tauern en Autriche après son incendie	19
Figure II.5. Arrivée d'eau gelée dans le tunnel de Galibier	19
Figure II.6. Inondation du tunnel de Wushantou en Japon (1992)	20
Figure II.7. Disjointement profond	21
Figure II.8. Joints vidés	22
Figure II.9. Efflorescence en parement	22
Figure II.10. Extrusion et effritement de la surface du joint sous l'action des efforts de compression en clé de voute	23
Figure II.11. Fissures transversales	24
Figure II.12. Fissures biaises	24
Figure II.13. Fissures longitudinales	25
Figure II.14. Fissures en sifflet	25
Figure II.15. Fissures de tympan	26
Figure II.16. Irrégularité en forme de bombement	26
Figure II.17. Écaillage aux points d'inflexion de la déformation	27

**Chapitre III : Méthodes de creusement et dimensionnements des ouvrages souterrains**

Figure III.1. Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif	30
Figure III.2. Machine à attaque ponctuelle sur le tunnel de Tartaiguille.	30
Figure III.3. Machine de prédécoupage	31
Figure III.4. L'excavation pour NATM suivant différents modes d'attaque	33
Figure III.5. Organigramme de méthode de calcul	34

Figure III.6. Zone décomprimée au-dessus de la cavité	35
Figure III.7. Principe du taux de déconfinement	39
Figure III.8. Courbe de convergence, de confinement et assemblage	40
<b>Chapitre IV : Effets sismique sur les ouvrages souterrains</b>	
Figure IV.1. L'état de lieu de l'ouvrage avant l'effondrement	42
Figure IV.2. L'état de lieu de l'ouvrage après l'effondrement (L'endommagement de revêtement de tunnel gauche)	42
Figure IV.3. L'état de lieux de l'ouvrage après l'effondrement (soulèvement de sol au-dessus de tunnel)	43
Figure IV.4. Modes de déformation des tunnels dus aux ondes sismiques	44
Figure IV.5. Présentation des méthodes d'analyse sismique des tunnels.	45
Figure IV.6. Déformation du tunnel	46
Figure IV.7. Moment fléchissant induit par le chargement sismique.	47
Figure IV.8. Modèle de cavité souterraine	49
Figure IV.9. Déplacement horizontal $u_x$ (gauche) et vertical $u_y$ (droite) à la surface libre à l'aplomb de la cavité à la fréquence réduite .	49
Figure IV.10. Différents types d'ondes sismiques pouvant affecter la réponse d'un tunnel	50
Figure IV.11. Perturbation dans le terrain engendrée par l'avancement du front [(Lunardi, 1998)].	51
<b>Chapitre V : Présentation du logiciel plaxis</b>	
Figure V.1. Fenêtre principale du programme d'entrée des données	54
Figure V.2. Fenêtre de calcul	55
Figure V.3. Organigramme des sous-programmes de code plaxis	56
Figure V.4. Organigramme de modélisation avec PLAXIS	59
Figure V.5. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.	60
Figure V.6. Fenêtre des paramètres du modèle mohr-coulomb.	61
Figure V.7. Courbe enveloppe du modèle de Mohr-Coulomb.	62
Figure V.8. Définition du module à 50 % de la rupture.	62
<b>Chapitre VI : Modilisation numirique, resultats et interpretation</b>	
Figure VI.1. Vue générale de la zone d'implantation de la Station Aéroport2	64
Figure VI.2. Les couches constituant le Modèle géométrique	65
Figure VI.3. Géométrie du modèle de calcul	67
Figure VI.4. Maillage et conditions aux limites du corps de la station	68

Figure VI.5. Position de la nappe phréatique	68
Figure VI.6. Générations des contraintes initiales	69
Figure VI.7. Accélérogramme type utiliser dans les calculs	70
Figure VI.8. Position des profils et les points d'études	71
Figure VI.9. Évolution des tassements aux point (1,2,3,4,5)	72
Figure VI.10. Evolution des tassements au point (6,7,8,9,10)	73
Figure VI.11. Evolution des tassements selon le profil horizontal A (Y = -5 m)	74
Figure VI.12. Evolution des tassements selon le profil horizontal B (Y = -32 m)	75
Figure VI.13. Evolution des tassements selon le profil vertical 1	76
Figure VI.14. Evolution des tassements selon le profil vertical 2	77

## **Liste des tableaux**

**Chapitre I : Généralités sur les ouvrages souterrains**

Tableau I.1.	Classification des ouvrages souterrains	6
Tableau I.2.	Principaux et différents types des ouvrages souterrains	7

**Chapitre III : Méthodes de creusement et dimensionnements des ouvrages souterrains**

Tableau III.1.	La hauteur de terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel	36
----------------	--	----

**Chapitre V : Présentation du logiciel plaxis**

Tableau V.1.	Les paramètres intégrés dans le modèle de Mohr-Coulomb.	61
--------------	---	----

**Chapitre VI : Modélisation numérique, résultats et interprétations**

Tableau VI.1.	Paramètres géotechniques de calcul – sols	66
Tableau VI.2.	Caractéristiques par mètre de développement des éléments type « plate ».	67
Tableau VI.3.	Profondeur de l'ensemble des point	71
Tableau VI.4.	Tassement max selon les point (1,2,3,4,5)	72
Tableau VI.5.	Tassement du sol selon les point (6,7,8,9,10)	73
Tableau VI.6.	Tassements du sol selon le profil horizontal A	74
Tableau VI.7.	Tassement du sol selon le profil horizontal B	75
Tableau VI.8.	Tassement du sol selon le profil vertical 1	76
Tableau VI.9.	Tassement du sol selon le profil vertical 2	77

# **Introduction générale**

### **Introduction générale**

Lors de la construction d'une station de métro en site urbain, les ingénieurs sont confrontés à un problème très délicat concernant le contrôle des mouvements de terrains induits par le creusement. Ces mouvements affectent la stabilité des structures de surface. Une bonne estimation de ces mouvements est donc nécessaire.

Les stations de métro occupent des espaces de dimensions importantes, très larges et très hautes. Les facteurs déterminant leur structure et leur forme sont principalement la profondeur à laquelle elles se trouvent sous la surface du sol, les propriétés du terrain, la méthode de construction, les dimensions dépendant plutôt des besoins du trafic. Du point de vue de la structure du souterrain et de la méthode de construction adoptée. L'implantation de l'ouvrage en profondeur tient un rôle prépondérant, il y a en effet une différence entre les souterrains construits près de la surface et ceux implantés à de grandes profondeurs.

La méthode de creusement et la chronologie de creusement affectent le comportement mécanique de la station de métro. Depuis une trentaine d'années des ouvrages souterrains sont construits à l'aide des nouvelles techniques introduites sur les chantiers. Ces techniques permettent de réaliser des ouvrages souterrains dans des terrains meubles et aquifères sans occasionner de désordres en surface. Une technique de creusement doit assurer l'abattage du terrain et sa stabilisation tout en respectant des critères d'économie et de rapidité.

L'objectif de ce mémoire est d'étudier les problèmes liés aux excavations en zones urbaines et leurs effets sur les ouvrages existants.

Le premier chapitre présente des généralités sur les ouvrages souterrains.

Le deuxième chapitre porte sur l'instabilité des tunnels ainsi que les désordres et les pathologies souvent rencontrées dans les ouvrages souterrains.

Le troisième chapitre présente une étude sur les méthodes de creusement et dimensionnement des ouvrages souterrains.

Le quatrième chapitre dédié à une revue bibliographique relative à l'origine des principaux risques liés à la construction des tunnels et à quelques causes d'instabilités des tunnels. À une présentation de l'analyse du comportement du sol à travers une étude des mouvements possibles engendrés par le creusement du tunnel.

Le cinquième, englobe la partie numérique de cette étude. Dans ce chapitre, sont présentés les différents modèles de comportement utilisés dans la modélisation « PLAXIS 2D ».

Et le dernier chapitre est réservé à l'étude numérique et aux résultats obtenus, ce dernier est divisé en deux parties :

La première partie est réservée à une étude numérique sur le comportement dynamique de la station.

La deuxième partie contenant toutes les interprétations des résultats obtenus lors des différentes simulations réalisées.

Le mémoire est clôturé par une conclusion générale, où l'ensemble des résultats obtenus ont été synthétisés, suite d'une liste bibliographique.

# **Chapitre I**

## **Généralités sur les ouvrages souterrains**

**I.1. Introduction**

Les ouvrages souterrains constituent un domaine important et en plein développement de la géotechnique. En effet, l'extension des voies de communication (routes, autoroutes et voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction de tunnels. De même, l'encombrement de la surface du sol des villes rend nécessaire la construction en souterrain des nouvelles voies de circulation (voirie, métros) et de nouveaux équipements urbains (parkings, réseaux d'assainissement, etc.). Ces derniers ouvrages sont généralement construits à faible profondeur. L'utilisation des cavités souterraines pour le stockage de différents produits constitue également un domaine d'activités conséquent. Les ouvrages souterrains sont donc de types d'usages et de différentes dimensions.

**I.2. Définition**

On entend par « travaux souterrains » tous travaux exécutés en dessous de la surface du sol dans des excavations ayant une configuration complexe et évolutive.

Un ouvrage souterrain est une construction réalisée sous le sol. La réalisation de celle-ci nécessite des travaux de déblais.

Ces ouvrages sont souvent destinés :

- à la circulation des personnes, des véhicules et des marchandises (tunnels routiers et autoroutiers, tunnels ferroviaires, métro, ...);
- au stockage des déchets dangereux ou différents produits, en particulier des hydrocarbures ;
- à la production d'énergie (central nucléaire, central thermique.);
- à l'évacuation des eaux usées ou l'approvisionnement en eau potable (aqueduc).

**I.3. Historique et développement des ouvrages souterrains**

Les premiers ouvrages souterrains « manufactures » remontent à l'antiquité, mais ils se sont toujours cantonnés à des faibles longueurs et à de petites sections. Le tunnel le plus ancien actuellement connu semble bien être celui qui été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate, il y a 4000 ans à l'époque de la reine Sémiramis, d'une longueur de 1 Km, il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter.

L'art des mines ont aussi beaucoup développé au XVII<sup>e</sup> siècle, mais il s'agissait d'ouvrages très provisoires et plus souvent de petites sections.

Le premier véritable chantier de travaux souterrain pour l'usage public est le tunnel routier du Lioran (cantal), long de 1414 m, dont les travaux s'étalèrent de 1839 à 1846.

**I.4. Les raisons de construire en souterrain**

Dès l'aube de la civilisation, et plus fortement aujourd'hui, nombreuses ont été les raisons qui ont poussé l'homme à utiliser et aménager l'espace souterrain.

**I.4.1. Des raisons d'isolation**

L'isolation est l'une des principales raisons qui pousse la construction en souterrain ; le sol offre une bonne isolation, les domaines d'isolation sont :

**Le ciment** : le sous-sol fournit un environnement thermique stable et cohérent par rapport au climat qu'on trouve en surface, cela offre un avantage conséquent du point de vue économie et stockage d'énergie.

**La sécurité** : le principal avantage des ouvrages souterrains demeure dans le nombre limite de leur accès et la facilité de les sécuriser.

**Le confinement** : le confinement agit en sens inverse de la protection. Il est très important pour protéger la surface vis-à-vis des nuisances et dangers créés par certaines installations ; comme le stockage de matières dangereuses et leurs exploitations (déchets nucléaires, chimiques, etc.).

**La protection** : les ouvrages souterrains fournissent des avantages en ce qui concerne la protection contre les explosions, en absorbant les chocs et l'énergie dissipée. La seule condition est que l'ouvrage doit être équipé d'un système de filtration de l'air extérieur.

**Les catastrophes naturelles et les séismes** : les ouvrages souterrains sont naturellement protégés contre les orages, les tempêtes, les tornades. Ils peuvent aussi résister aux dégâts créés par les inondations, sous précaution de prendre des mesures spéciales pour protéger les ouvrages contre l'invasion des eaux. De plus, ces ouvrages présentant des avantages certains en matière de résistance aux séismes, ils sont moins sensibles qu'en surface.

**I.4.2. Des raisons d'occupation du sol et d'implantation**

L'utilisation du souterrain découle d'un manque d'espace à la surface et permet de construire à un emplacement où la construction en surface ne serait pas possible. L'implantation en souterrain est préférable pour de nombreuses constructions, car leurs existences en surface est gênante pour les réseaux de service public.

**I.4.3. Des raisons économiques**

On peut résumer les raisons économiques dans les points suivants : couts, finances et risques.

**I.4.4. Des raisons sociales**

L'espace souterrain a un rôle principal à jouer sur le plan social, et ce, en offrant de bonnes conditions de vie. Ils présentent divers avantages :

- les tunnels ont un rôle vital pour amener et évacuer l'eau en site urbain.
- les tunnels permettent l'installation d'un système de transport qui respecte l'environnement, rapide et discret.
- les tunnels routiers urbains débarrassent la surface des véhicules ce qui implique une réduction du bruit dû à la circulation, d'autre part l'air devient légèrement moins pollué.
- les parcs de stationnement et les centres commerciaux souterrains en centre-ville libèrent de l'espace en surface pour des activités de loisirs et des terrains de jeu.
- les galeries techniques à usages multiples sont sensibles aux conditions extérieures et causent moins de perturbation qu'en surface lors de la réparation ou de la maintenance des équipements qui y sont installés.

#### **I.4.5. Des raisons topographiques**

Dans les zones montagneuses, le recours aux tunnels rendent réalisables diverses variantes de transport telles que les routes, les voies ferrées, il présente une solution intéressante pour le franchissement des fleuves dont la mauvaise qualité du terrain (alluvions gorgées d'eau) comporte de nombreuses difficultés.

#### **I.4.6. Des raisons de protection de l'environnement**

Le sol offre une série d'avantages dans le domaine de la protection de l'environnement. Ces ouvrages sont essentiels lorsqu'il convient de concevoir des installations à faible impact sur l'environnement.

**-l'aspect visuel et esthétique :** un ouvrage enterré crée un impact visuel moins important, voire nul, qu'un ouvrage équivalent réalisé à la surface. Ceci peut aider, le fait de cacher des installations techniques dans des zones sensibles, de plus pour la protection des paysages naturels et des réalisations architecturales, c'est également un avantage non négligeable. Les volontés progressives tendant à enterrer les réseaux de services publics résultent, principalement, d'une réflexion sur la beauté et l'amélioration de la protection contre les éléments naturels.

**-l'écologie :** les ouvrages souterrains permettent de protéger la végétation naturelle. Les dommages sont moins importants sur le cycle écologique, aux niveaux local et mondial.

#### **I.5. Classification des ouvrages souterrains**

Les structures souterraines sont définies comme des espaces fermés situés sous la surface du sol. Elles peuvent être percées soit sous la terre ou bien en plein air puis recouvertes de remblais.

Il est possible de classer ces constructions selon plusieurs critères (Tableau I.1) :

Cité par (Dolkhenko, 2002) qui classe les ouvrages souterrains suivant leur destination, en caractérisant la sécurité requise par ordre croissant :

Tableau I.1. Classification des ouvrages souterrains

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

Dans une autre classification et selon (Mestat, 1999), cité par (Dolkhenko, 2002), les structures souterraines peuvent être divisées en deux grandes familles :

- les ouvrages de section plus ou moins régulière et de grande longueur (tunnels, galeries, buses, tuyaux).
- les cavités souterraines et structures enterrées (usines et gares souterraines, parkings, lieux de stockage).

Nous pouvons classer les ouvrages souterrains selon leur technique de construction : à ciel ouvert (connu fréquemment sous le nom de trémie) ou en souterrain (il s'agit des tunnels).

### **I.6. Importance des ouvrages souterrains**

Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses. En zone urbaine, le sous-sol devient une alternative quasi incontournable aux problèmes d'occupation et d'encombrement de surface. La réalisation des travaux en souterrain permet de s'affranchir des obstacles, d'utiliser au maximum l'espace souterrain quasi illimité et de libérer la surface au sol.

### **I.7. Les problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains**

- ✓ La stabilité de terrain pendant les travaux notamment au front de taille
- ✓ Le choix de type de soutènement et de revêtement à mettre en œuvre pour assurer la tenue des parois à court terme, puis à long terme
- ✓ La maîtrise des mouvements engendrés en surface par le creusement particulier lorsque l'ouvrage est construit à une faible profondeur ou à proximité d'autres structures (en site urbain)
- ✓ Maîtrise les problèmes hydrauliques (présence d'une nappe phréatique).

### I.8. Principaux et différents types des ouvrages souterrains

Si l'on se réfère à leur objet, on peut distinguer plusieurs types de tunnels (Tableau I.2) :

Tableau I.2. Principaux et différents types des ouvrages souterrains

Les tunnels de communication	Les tunnel de transport	les tunnels et cavités de stockage
Les tunnels ferroviaires Les tunnels routiers Les tunnels de navigation	Adductions d'eau Galeries hydrauliques Égouts Galeries de canalisations	Garages et parkings stockages liquides ou gazeux Dépôts

Si l'on se réfère à leur mode d'exécution, on peut distinguer :

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

### I.9. Méthodes de construction des tunnels

Après l'étape d'investigation et de caractérisation des paramètres in situ, vient celle du choix d'une méthode d'excavation.

La méthode d'excavation choisie doit essentiellement garantir la stabilité du terrain aussi que l'équilibre, et la pérennité de la structure pendant et après son exécution. Ainsi qu'elle doit répondre à des critères rigoureux d'économie de temps et de ressources financières sans oublier la sécurité.

Le développement technologique a donné la possibilité d'augmenter les dimensions de l'excavation, et d'automatiser le travail en utilisant des machines multifonctionnelles (les tunneliers). Qui permettent aussi de réaliser des ouvrages en site urbain, dans des terrains meubles et aquifères sans causer de dégâts importants en surface du sol.

Une bonne connaissance des différentes techniques de creusement constitue une base importante pour pouvoir comprendre la réponse du terrain lors de son creusement, elle est également importante pour arriver à des phases de modélisation satisfaisantes.

En gros, on peut distinguer deux familles de techniques :

- à ciel ouvert
- en souterrain

Qu'il s'agisse de l'une ou l'autre méthode d'exécution, en tranchée ou en souterrain, le choix est le résultat d'un compromis entre les exigences liées à :

- la géométrie de l'ouvrage à réaliser.
- l'existence dans le voisinage d'ouvrages de construction souterraine.

- les propriétés des sols.
- les contraintes géologiques et hydrologiques (présence ou non de la nappe phréatique).
- la présence des canalisations enterrées.
- le trafic de surface en cours des travaux.

En général, il n'y a pas de méthode unique qui convient à tous les types de projets, c'est le bon sens de l'ingénieur expérimenté qui fera la différence.

### **I.9.1. Méthodes de construction à ciel ouvert**

Lors de la construction à ciel ouvert, deux possibilités se présentent : on peut soit envisager de construire l'ouvrage en utilisant la méthode des tranchées ouvertes (toute la structure est en plein air jusqu'à la construction de la superstructure, la dalle de toiture est alors en un seul tenant), soit en utilisant celle en tranchée couverte (la dalle de toiture est réalisée à l'air libre, souvent en plusieurs tenants).

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

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

#### **A. Tranchée ouverte**

Les tranchées sont creusées soit avec talus dont la pente dépend du terrain, soit avec soutènement par parois verticales. Les mauvais terrains, schistes et argiles (en particulier argiles consistantes fissurées et argiles contenant des couches de sable aquifère) nécessitent de prendre des dispositions spéciales qui s'adaptent à chaque site. Si les pentes de talus sont trop faibles, il faut tenir compte de l'emprise disponible.

Les talus peuvent être remplacés par des parois verticales en fournissant un soutènement, ce qui autorise des surcharges. Lorsque cette méthode est appliquée, toute la structure est construite (préfabriquée ou non) puis la tranchée est recouverte.

Cependant, cette méthode reste la moins chère et la plus simple à mettre en place. D'autre part, elle est souvent utilisée en dehors des zones urbaines, là où la géologie le permet (Figure I.1).

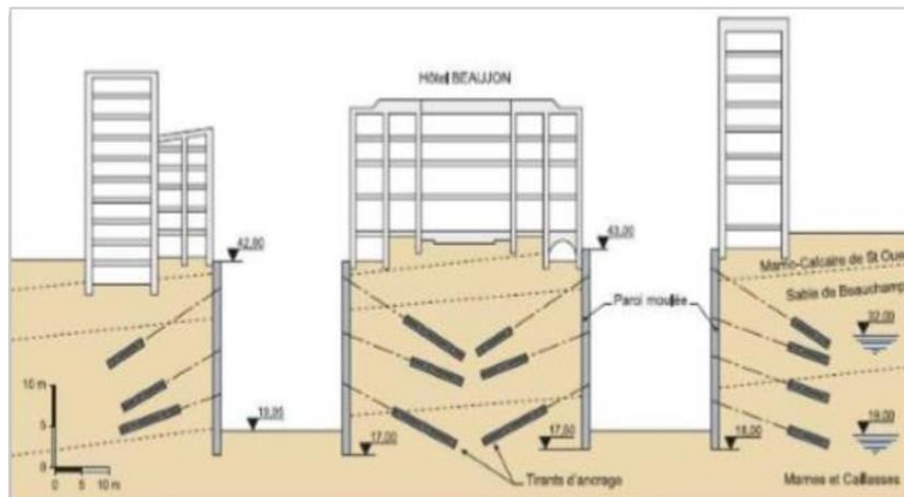


Figure I.1. Exemple d'une tranchée ouverte dans un terrain urbain soutenue par des parois moulées et encrages précontraints, (lahmadi,2006).

### B. Tranchée couverte

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

Lorsque le profil en long d'un projet de tunnel révèle une couverture basse au-dessus du toit (généralement inférieure à un diamètre). Il est probablement plus économique de creuser en tranchée couverte, si le site de surface n'est pas occupé par n'importe quel type de structure ou d'autres contraintes environnementales. La couverture de la tranchée pendant les travaux permet de réduire la gêne pour l'environnement et de rétablir les possibilités de circulation en surface. (CETU, 1998)

Cette méthode est créée pour compenser les désavantages de la précédente. On construit successivement les piliers par un des procédés, comme on le ferait en tranchée ouverte. La dalle de toit est ensuite coffrée au sol et en plusieurs parties pour assurer, à tout moment, une ou plusieurs bandes de chaussée pour trafic en surface.

Une fois la dalle est terminée, les routes sont définitivement restaurées et les travaux de terrassement sont effectués, à l'abri de la dalle et on finit par le bétonnage de la dalle de fondation (figure I.2).

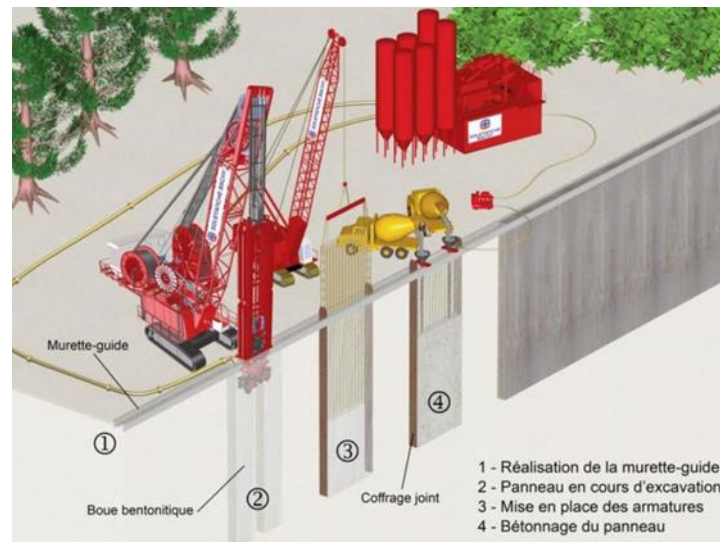


Figure I.2. Schéma d'exécution d'une paroi moulée

### I.9.2. Méthodes de construction en souterrain

La construction directement en sous-sol est le meilleur choix en zone urbaine pour ne pas perturber la vie en surface. Par conséquent, il a été dû développer des techniques pour construire directement sous terre. Néanmoins, les travaux construits sous terre commencent toujours par la réalisation des galeries d'accès en surface en utilisant une des méthodes de construction à ciel ouvert. Dans le cas d'un tronçon du réseau exécuté entièrement en souterrain, la construction de la station est réalisée en premier avant d'aborder le tunnel. Il arrive également que des galeries existantes soient utilisées. Cependant, contrairement aux techniques en tranchées, le soutènement occupe une place centrale dès lors que l'on creuse sous une masse de terrain considérable. Ainsi, les risques d'effondrements en surface sont beaucoup plus importants lors de la construction en souterrain.

Ces méthodes sont divisées en deux catégories :

- Creusement conventionnel (traditionnel).
- Creusement mécanisé.

### I.10. Tunnel de station

Le terme « tunnel de station » est utilisé pour faire référence à un tunnel qui encercle la voie ferroviaire et la plateforme, et pas à d'autres tunnels faisant partie du complexe de station. Pour les passages, les escalators, les secteurs de circulation, etc.

Il est habituellement avantageux ainsi de concevoir les tunnels de station que le bouclier de tunnel courant ou autre équipement peut être conduit par la longueur de station auparavant ou après que le tunnel de station lui-même ait été excavé.

Les problèmes spéciaux surviennent en devant de conduire côte à côte deux ou plus d'un tunnel et en montrant les raccordements et l'accès aux escalators. Un modèle commun (Figure. I.4) où les plateformes de la station sont reliées à un secteur de circulation intermédiaire dans le tunnel qui forme l'extrémité inférieure d'un tunnel incliné d'escalator. L'ouverture nombreuse d'accès doit être construite au fond de la plateforme à travers le mur de tunnel.

La séquence des opérations doit être projetée avec un grand soin, pour équiper l'ensemble d'excavation synchroniser des tunnels courants et les stations des escalators et les chambres de circulation. En accordant avec le temps approprié pour l'installation des escalators et tout autre équipement par rapport à la date étant d'avis pour la ligne.

Il n'est pas, naturellement, essentiel que les tunnels de station pour les deux voies devraient être latéraux au même niveau. Il y a des exemples où pour garder la construction dans les limites de propriété définies par une rue sur la surface, des tunnels de station ont été construits verticalement l'un au-dessus de l'autre. Une autre variation importante est aux stations d'échange entre deux lignes qui convergent et sont parallèles par la station : les voies attachées à l'extérieur de chaque ligne peuvent être apportées l'échange en travers simplement la plateforme, et de même les voies liées vers l'intérieur. (Figure.I.3)

Là où la station n'est pas trop profonde les complexités de la construction dans le tunnel peuvent le rendre avantageuse d'établir la station entière ou une grande partie d'elle, s'ouverte de la surface. Cette méthode a été employée largement dans le métro de Montréal.

Dans le perçage du tunnel de station, il y a aussi des exemples de construction spacieuse. Moscou a adopté une construction de triple compartiment, où les tunnels normaux de station ont été ouverts sur la longueur entière en dehors et en arrière de chaque plateforme et soutenu par une ligne de colonne et des linteaux qui porte un reliant de voûte. A Leningrad les tunnels courants de diamètre normal ont été pareillement reliées par une beaucoup plus grande voûte qui couvre les plateformes. Dans la ligne centrale de Londres en 1935-40 une station de voûte multiple compliqué de ce type a été construite à Gants Hill, fournissant une station spacieuse, mais trop coûteux pour l'usage général.

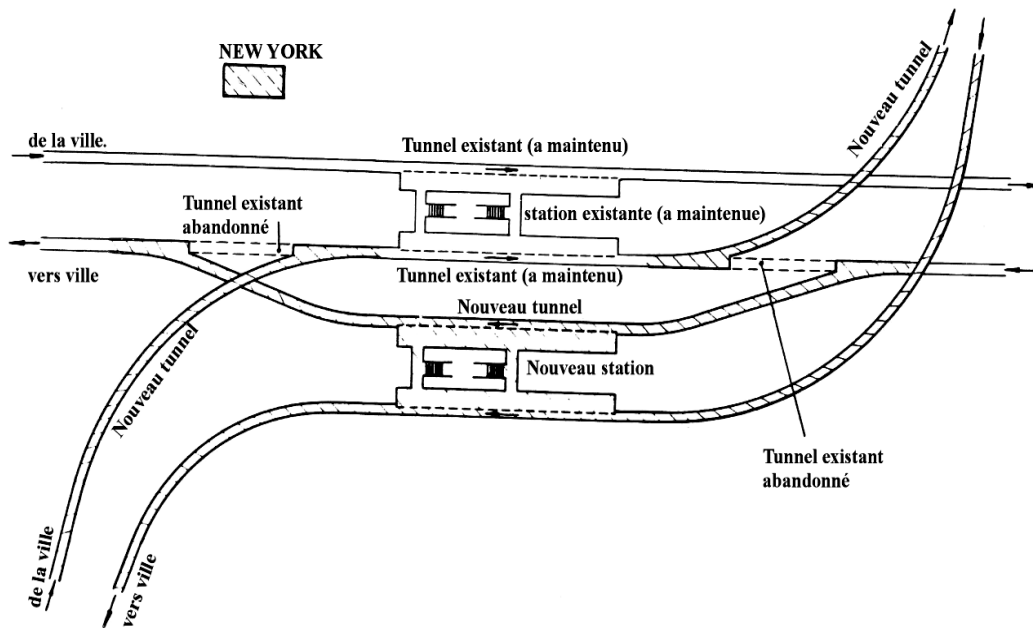


Figure I.3. Disposition de l'échange sur multi-plate-forme où une nouvelle ligne est incorporée dans un système existant

### I.10.1. Escalators, concours, passages

La construction des tunnels d'escalator peut impliquer des problèmes intéressants. Le tunnel doit être grand pour adapter deux escalators et les machines de fonctionnement et est conduit à une pente de  $30^\circ$ . Pour une paire d'escalators le diamètre exigé est environ 6 m. le tunnel sera conduit presque invariablement le long de la pente, et bien que la partie inférieure puisse être dans la terre la plus favorable choisie pour les tunnels courants, la partie supérieure peut être dans les alluvions de l'eau-portée où des moyens spéciaux sont nécessaires, tels que l'injection de coulis ou congélation de la terre, (Howard, D. F. and Layfield,).

Un tunnel pilote peut être utilisé non seulement pour aider directement à la construction du tunnel principal d'escalator, mais peut fournir aussi le premier accès à l'autre travail au niveau profond.

Les concours, particularité à l'arrêt inférieure des escalators, peuvent également exiger des tunnels à large diamètre construits comme prolongements du tunnel d'escalator et utilisés pour loger les machines nécessaires d'escalator.

L'étanchéité de l'eau de ces tunnels est particulièrement importante pour protéger l'équipement et les structures installées, et également dans la voûte supérieure exposée au public, où les contraintes d'infiltration même sont très petite peuvent endommager les finitions décoratives.

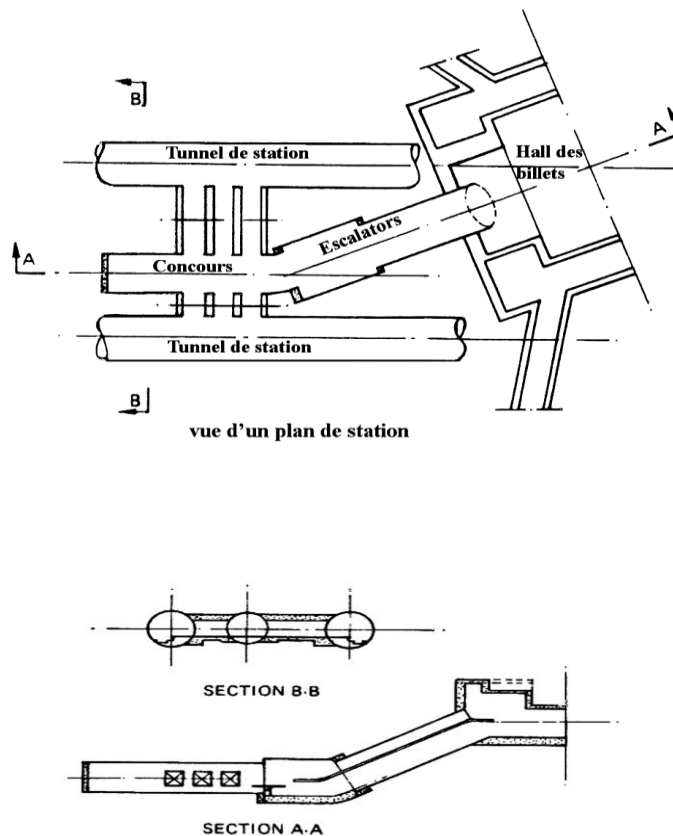


Figure I.4. Dispositions typiques des tunnels de station avec les escalators

### I.10.2. Programme de construction

Comme avec n'importe quel autre projet complexe de technologie, si un métro sera construit efficacement et ouvert aussitôt que possible, un programme nécessaire est soigneusement préparé pour assurer que chaque opération est commencée à la date appropriée. Cette généralisation couvre un réseau très compliqué par des activités et des intérêts. Les pouvoirs légaux doivent obtenus dès que la ligne a décidé, les finances doivent assurer pour rencontrer la dépense prévue, les emplacements doivent acquis, les matériaux et le travail nécessaires doivent disponibles et le travail doit conçu en détail de sorte que les contrats puissent être laissés et l'équipement doit commander.

Les événements et les dépendances principaux doivent être identifiés. Et les périodes être exigés pour les différentes activités estimées aussi attentivement que possible, de sorte qu'un réseau qui incorpore ces activités et les liens entre eux puisse être établi pour l'usage dans les prévisions et le contrôle. L'ordre général des conditions pour n'importe quelle section de tunnel courant inclura :

- acquisition des chantiers ;
- conception de détail ;

- commande anticipée de l'équipement ;
- laisser des contrats de construction de tunnel ;
- achèvement des contrats de construction de tunnel ;
- installation de voie ;
- installation d'équipement de trackside.

Les considérations semblables sont impliquées pour la construction de la station et le dépôt, et pour différents aspects d'équipement et également de l'approvisionnement des matériels roulant. Un réseau très étendu et complexe est développé tel que la gestion par ordinateur est susceptible d'être nécessaire si elle doit être entièrement utilisée pour surveiller et régler la construction au meilleur avantage. Le compte rendu précis des départs du programme permet au réseau d'être apporté à jour ; de ceci les conséquences ultimes de retard peut être vues et une mesure appropriée peut être prise par le rajustement des diverses activités.

Même sans automatisation la commande flexible des programmes de la construction est la plus valable.

### **I.11. Conclusion**

Nous avons donné un aperçu général sur les ouvrages souterrains. On s'est concentré sur les méthodes de construction.

Dans le prochain chapitre, nous exposerons les phénomènes principaux d'instabilité des tunnels qui sont la plupart du temps le résultat du mauvais choix du type ou de caractéristiques du soutènement qu'on peut éviter grâce au retour d'expérience retenue.

# **Chapitre II**

## **Dégradations et techniques de confortement**

**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 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 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. Définition des mouvements de terrains**

Vue leur diversité, plusieurs définitions ont été proposées pour exprimer les mouvements de terrain ; néanmoins, elles convergent toutes vers le même sens. Delacourt et al., (2009) ont résumés les différentes propositions pour définir ces phénomènes, comme étant un ensemble de déplacements plus au moins brutaux du sol, sous l'effet naturel (fontes de neige, agent d'érosion, séisme, volcan, etc.), ou anthropique (exploitation de matériaux, déboisement, terrassement, vibrations, etc.).

**II.2.1. Types de mouvement de terrain**

Les mouvements de terrain ont pour caractéristiques d'être difficilement prévisibles et constituent un danger pour la vie humaine en raison de leur intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de leurs déclenchements.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements peuvent être distingués : les mouvements lents et continus, et les mouvements rapides.

**A. Les mouvements lents et continus**

Les mouvements lents entraînent une déformation progressive des terrains pas toujours perceptibles par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, la solifluxion, fluage, retrait-gonflement et les glissements. Ils touchent principalement les biens.

**B. Les mouvements rapides et discontinus**

Les mouvements rapides : se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes des pierres et des blocs, les éboulements et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication, etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

### **II.3. L'instabilité des tunnels**

Les phénomènes d'instabilité sont essentiellement décrits par deux groupes de variables : un premier groupe de variables qualitatives caractéristiques du phénomène d'instabilité, de l'ouvrage lui-même. Et du milieu de construction et un deuxième groupe de variables quantitatives décrivant la géométrie et le positionnement de l'ouvrage (sa profondeur, son diamètre et sa longueur).

### **II.4. L'origine des risques d'instabilités des tunnels**

La construction souterraine, notamment dans le cas des tunnels urbains, crée des risques spécifiques à toutes les étapes du projet et en particulier lors de sa construction et de son exploitation. Ces risques ont plusieurs origines (Grasso et al., 2004), (Idris. J 2007), :

- risques géotechniques et géologiques : ces risques sont liés à l'insuffisance des informations obtenues lors de la campagne de reconnaissance, à la capacité de prédire la réponse du sol à l'action de creusement.

- risques hydrologiques : sont associés à l'insuffisance des informations collectées concernant l'hydrologie souterraine dans la zone du projet.

- risques d'étude : liés principalement à la difficulté du projet à s'adapter aux conditions mécaniques réelles rencontrées, aux défauts de construction, à l'expérience du bureau d'études ainsi qu'aux contraintes contractuelles.

- risques de construction ou de creusement : Risques de construction ou d'excavation : liés au choix d'une méthode de construction inappropriée ou mal maîtrisée, aux phénomènes d'instabilité, à l'expérience de l'équipe constructeurs et aux contraintes contractuelles.

- risque opérationnel liés dysfonctionnements et accidents.

- risque financier, lié aux contraintes sociales et politiques, non-acceptation des responsabilités, contentieux et sécurité.

### **II.5. Les phénomènes principaux d'instabilité**

Nous pouvons distinguer plusieurs causes liées aux instabilités dans les ouvrages souterrains qui sont classées selon une échelle de gravité des impacts correspondants, (Vlasov s.n et al., 2001) :

**a) Effondrement**

Un effondrement correspond à une rupture structurale, partielle ou totale, du tunnel. La rupture du recouvrement se propage parfois jusqu'en surface du sol formant une cuvette d'effondrement ou un cratère (fontis).

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.

Nous citons comme exemple, l'effondrement de la station de métro de Daika au Japon en 1995 (Yoshida et al., 1996), 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 Daika endommagée par un tremblement de terre en Japon (1995).

L'effondrement de la tête du tunnel de Patras 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

### b) Désordres locaux

Ils incluent plusieurs formes d'instabilités locales 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, (livre 1-CETU (2015)). Les désordres ne remettent pas toujours en cause l'utilisation du tunnel, mais imposent une réparation importante.

Le tunnel (A38-Saltash, Royaume-Uni, 1997) constitue une bonne illustration de ce problème. Des fissurations graves se sont développées sur les parois sous l'effet des agents agressifs chimiques avec le temps, (FigureII.3).

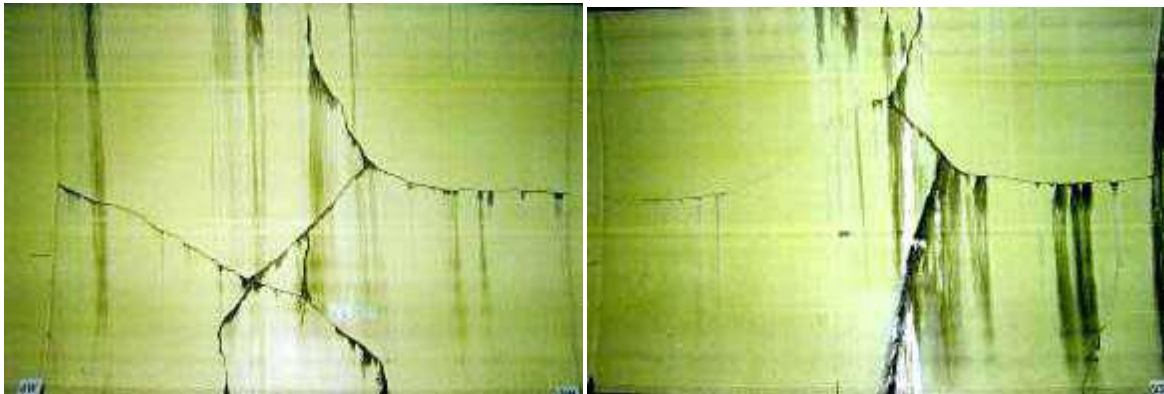


Figure II.3. Tunnel de A38 Saltash (R. U, 1997), fissurations sur les parois

Suite d'un incendie, le revêtement du tunnel de Tauern, Autriche en 1999 (Leitner a., 2001) a subi des dégradations graves (Figure II.4).



Figure II.4. Dégradation dans le tunnel de Tauern en Autriche après son incendie

Les désordres du tunnel de Galibier au France en 1996 suite de l'arrivée d'eau gelée dans le tunnel(FigureII.5).



Figure II.5. Arrivée d'eau gelée dans le tunnel de Galibier

### c) Tassement en surface ou tassement différentiel

Le creusement des ouvrages souterrains urbains dans de 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.

### d) Inondation

C'est une conséquence de l'envahissement d'un ouvrage souterrain par une grande quantité d'eau souterraine, ou par une grande quantité d'eau de pluie. Ces phénomènes entraînent des pertes matérielles importantes et des arrêts de travaux dans les ouvrages souterrains affectés. L'inondation du tunnel routier de Wushantou au Japon en 1992 est un bon exemple. (Figure II.6).



Figure II.6. Inondation du tunnel de Wushantou en Japon (1992)

La catastrophe est due à l'infiltration de quantités considérables et non prévues d'eau de pluie dans l'ouvrage.

### **II.6. 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 et la destruction du soutènement.

### **II.7. 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.8. Désordres et pathologies**

Les désordres les plus souvent rencontrés dans les ouvrages maçonnés sont les suivantes :

#### **II.8.1. Infiltrations d'eau**

Les principales pathologies sont liées à la circulation d'eau dans la zone entourant l'ouvrage. La présence d'eau facilite l'érosion des liants ainsi que l'évolution des terrains encaissants. Les tunnels anciens sont particulièrement sensibles à ce phénomène, du fait qu'ils ne comportent pas de système d'étanchéité ou que les dispositifs de drainage prévus à l'origine ont été rendus inopérants par vieillissement.

Les infiltrations peuvent se présenter dans différentes configurations suivant leur origine :

**Infiltration interne** : provenant d'un dysfonctionnement d'un système du réseau (exemple : PEP (plan d'épargne populaire) hors d'usage, fuite sur plomberie...).

**Infiltration externe** : naturelle (nappe phréatique par exemple) ou provenant d'un système appartenant à des tiers (fuite sur canalisation).

Lorsque les systèmes d'évacuation des eaux perdent en efficacité, la dégradation des matériaux du revêtement se voit accélérée. Les infiltrations peuvent se présenter dans différentes configurations. Parmi les plus récurrentes, on trouve les venues d'eau, consistant en l'arrivée d'eau à travers un défaut du revêtement (fissure ou trou) ou un dispositif de construction (joint, barbacane). Ce phénomène entraîne souvent une dégradation du revêtement et/ou du terrain encaissant.

## II.8.2. Le vieillissement du liant

### a. Définitions

**Disjointement** : disparition plus ou moins importante du liant entre les moellons ou les briques d'une maçonnerie, (Figure II.7).

**Réjointement** : action d'enlever le liant entre les moellons ou les briques au cours d'une inspection ou avant les travaux de rejointement.



Figure II.7. Disjointement profond

### b. Les liants

**Les mortiers** : ils sont constitués d'un mélange de sable propre, d'eau et de ciment ou de chaux.

**Les mortiers tabards** : ils sont constitués d'un liant mixte (chaux et ciment) ils combinent les avantages des deux perméabilités de la chaux et temps de prise réduit pour le ciment.

**c. Causes de disjointement**

Attaque chimique de la chaux des mortiers par les eaux riches en gaz carbonique ou en sulfates ; ce phénomène est peut-être considéré comme facteur de vieillissement des matériaux constitutifs du revêtement.

**d. Conséquences**

Nous avons différentes conséquences parmi aux : Vidage des joints, Efflorescences, Extrusion et effritement, (Figure II.8 ; Figure II.9 ; Figure II.10)



Figure II.8. Joints vidés



Figure II.9. Efflorescence en parement



Figure II.10. Extrusion et effritement de la surface du joint sous l'action des efforts de compression en clé de voûte

### II.8.3. Fissures

On constate que la plupart des pathologies dans les ouvrages souterrains maçonnés entraînent l'apparition de fissures, l'importance et leur typologie varie en fonction de leur origine et de leur position dans l'ouvrage. Il est rare qu'une construction ne comporte aucune fissure. Il s'agit en effet d'un défaut classique et fréquent dont la gravité dépend du type de désordre et de l'importance des risques encourus. Les fissures les plus graves sont dues à une instabilité de la structure (désordres et déformations dans les éléments porteurs de la structure : murs, poutres et planchers) ou à une instabilité de terrain.

Il existe différents types de fissuration. L'AFTES (AFTES.GT14, 2005) propose une classification selon leur position et leur envergure :

- le faïençage : réseau en maille d'ouvertures superficielles de très faible largeur, le plus souvent inférieures à 0,2mm. Il ne concerne que la couche superficielle de l'enduit ;
- les microfissures : ouvertures linéaires ou en maille dont la largeur est inférieure à 0,2 mm. Elles concernent généralement toute l'épaisseur de l'enduit ;
- les fissures : ouvertures linéaires à la trace plus ou moins régulière, dont la largeur est comprise entre 0,2 et 2 mm. Les fissures intéressent toute l'épaisseur des éléments de béton ou des maçonneries sur lesquelles ces enduits sont appliqués.

#### A. Les types de fissures

**1. Fissures transversales :** Elles affectent préférentiellement les joints de la maçonnerie le long de lignes de faiblesse telles les joints entre anneaux de reprise de maçonnerie ou de bétonnage (Figure II.11).



Figure II.11. Fissures transversales

**2. Fissures biaisent :** Elles sont des fissures localisées simples ou en réseau, elles correspondent à une rupture du revêtement consécutive à un mouvement de torsion provoqué par des poussées du terrain, un glissement de versant, etc. (Figure II.12)

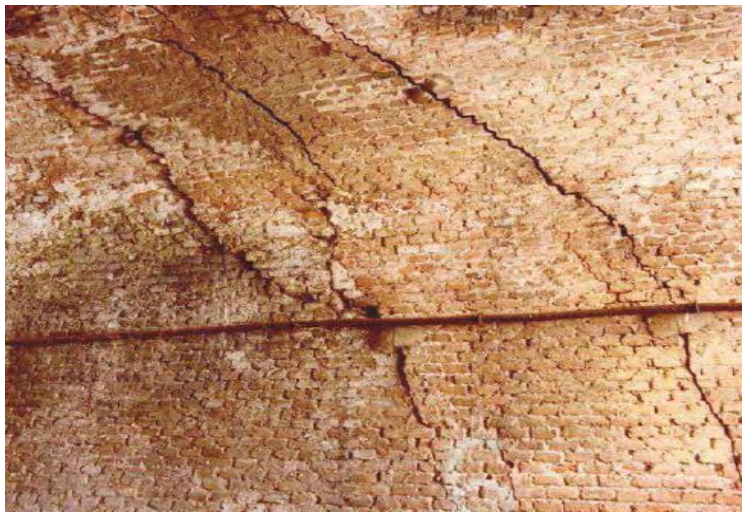


Figure II.12. Fissures biaisent

**3. Fissures longitudinales :** Parallèles à l'axe du tunnel, (Figure II.13) elles résultent habituellement de poussées exercées par le proche encaissant.



Figure II.13. Fissures longitudinales

**4. Fissures en sifflet :** Il s'agit d'un cas particulier des fissures longitudinales, un chevauchement d'une partie du revêtement sur l'autre est remarquable (Figure II.14).



Figure II.14. Fissures en sifflet

**5. Fissures de tympan :** Elles correspondent le plus souvent à une perte de butée latérale (Figure II.15).



Figure II.15. Fissures de tympan

## II.9. Les irrégularités géométriques

### II.9.1. Description

Variations de la géométrie de l'intrados du tunnel par rapport à la géométrie théorique, ces irrégularités peuvent être des aplatissements, bombements, (Figure II.16).



Figure II.16. Irrégularité en forme de bombement

### II.9.2. Désordres associés

Un exemple d'un écaillage aux points d'inflexion de la déformation d'un tunnel, (Figure II.17).



Figure II.17. Écaillage aux points d'inflexion de la déformation

### II.10. Facteurs des désordres

L'inspection d'un tunnel a pour but de mettre en évidence les désordres que subit un tunnel dans le temps afin d'établir un diagnostic de l'état de l'ouvrage. Les désordres constatent son ainsi les conséquences d'un problème qui peut avoir des origines diverses :

- les conditions géologiques, géotechniques hydrogéologiques du massif qui entourent la section du tunnel peuvent agir sur celui-ci, soit en extradors si un revêtement existe soit directement en paroi ;
- la construction lorsque des défauts de conception, de réalisation ou encore de nature des matériaux constituant le tunnel sont avérés ;
- le vieillissement des matériaux induit par les différentes agressions chimiques auxquelles est soumis l'ouvrage.

### II.11. 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'hydrocurage 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.

On peut remarquer que les consignes relatives à la surveillance continuent 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.

### **II.12. Conclusion**

Les pathologies des tunnels découlent très souvent d'une association de désordres, plus rarement d'un seul d'entre eux. Ces désordres ont pu se cumuler et interagir au fil du temps, aggravant lentement une situation que des éventuelles réparations fragmentaires n'ont pas réussi à améliorer.

Il est nécessaire de rechercher l'origine de ces désordres, si possible pendant l'inspection. La gravité ou l'évolution d'un désordre dépendent constamment d'un équilibre, toujours instable, entre les deux causes suivantes, étroitement liées :

L'apparition tardive de désordres impose toujours de revenir à la conception et aux conditions de réalisations. 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 dimensionnements des ouvrages souterrains**

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

Ce troisième chapitre est consacré à la présentation des connaissances assez succincte sur les méthodes d'excavation au cours du creusement. Aussi une synthèse sur le dimensionnement des ouvrages souterrains, les méthodes de calculs, qu'un aperçu sur les méthodes empiriques, méthodes analytiques, méthodes calcul numériques.

### **III.2. Les différentes méthodes d'exécution des tunnels**

Quatre principales méthodes d'exécution des tunnels peuvent être utilisées. Le choix de la technique à employer résulte d'un compromis entre les exigences liées à la géométrie de l'ouvrage à réaliser, les caractéristiques du terrain à creuser, les spécificités du site et de son environnement et les contraintes géologiques et hydrogéologiques (présence ou non de la nappe phréatique), (Bousbiha N,2016).

Les progrès de ces dernières années dans les techniques de creusement, de soutènement et de revêtements permettent maintenant de réaliser des ouvrages dans tous les types

- **Tunnel dans le rocher**
  - méthode traditionnelle à l'explosif ;
  - méthode par attaque ponctuelle.
- **Tunnel en terrain difficile**
  - méthode par prédécoupage mécanique ;
  - méthode de creusement au tunnelier.

#### **III.2.1. Méthode d'excavation traditionnelle**

Cette méthode fait appel à l'utilisation des procédés d'excavations traditionnelles, avec excavateurs, pelle, pioche, pic, marteau perforateur ou une simple machine d'attaque ponctuelle.

Le domaine d'application de cette méthode s'élargit en suivant un processus de creusement séquentiel avec, si besoin, l'installation de pré soutènement et l'amélioration du terrain. Le procédé d'excavation séquentiel consiste à excaver la section du tunnel en deux ou plusieurs étapes avec l'installation d'une partie du support provisoire. Une fois toutes les étapes sont terminées, le support provisoire se complète et l'observation des déformations du support continue. Le revêtement définitif sera placé par la suite après la stabilisation des déformations.

#### **III.2.2 Méthode traditionnelle à l'explosif**

L'usage des explosifs serait nécessaire si le terrain rencontré est dur et compact.

Cette méthode est adaptée à une roche saine et homogène aux caractéristiques géotechniques élevées (Figure III.1).

L'abattage à l'explosif nécessite la perforation préalable de trous de mine (constituant la volée) à l'aide de marteaux perforateurs.

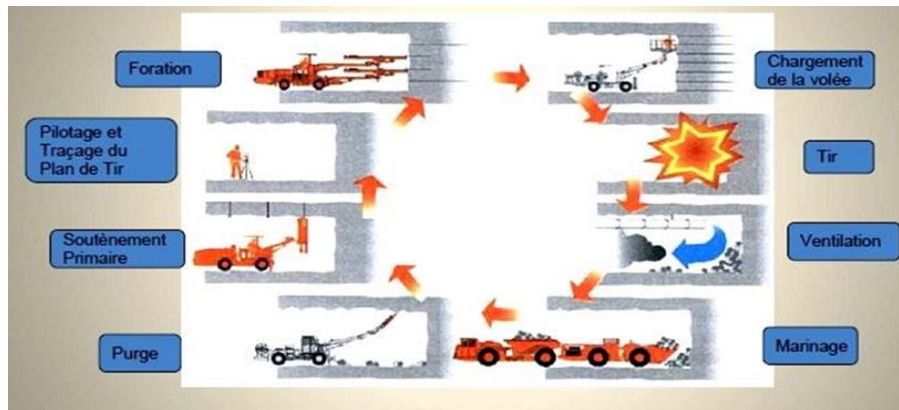


Figure III.1. Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif

#### III.2.3. Méthode d'excavation mécanique

Cette méthode fait recours à l'utilisation d'un bouclier ou tunnelier, pour le creusement du tunnel et la réalisation de tous les travaux nécessaires compris entre l'excavation sur le front de taille jusqu'à la pose des revêtements définitifs (voussoirs). Cette méthode offre la possibilité de travailler en mode fermé (Pressurisé) ou ouvert (non pressurisé) sur le front de taille ce qui élargit le domaine d'application à des conditions assez variées.

#### III.2.4. Méthode par attaque ponctuelle

Si la roche est friable, l'excavation est exécutée par une machine qui attaque ponctuellement et progressivement le sol (machine à attaque ponctuelle) (Figure III.2).



Figure III.2. Machine à attaque ponctuelle sur le tunnel de Tartaignille.

#### III.2.5. Méthode par prédécoupage mécanique

Cette méthode consiste à réaliser une succession de saignées d'épaisseur 15 à 30 cm et de 3 à 5m de longueur dont le tracé suit le profil théorique de l'extrados de la voûte à réaliser, à l'aide d'une haveuse (machine de prédécoupage constituée d'un bâti support rigide auquel est fixé un chariot mobile pouvant se déplacer sur le contour de la section à excaver et équipé d'une scie spéciale). La saignée est remplie de béton à prise rapide, mis en place par projection (béton

projeté par voie sèche et éventuellement armé de fibres métalliques), afin de constituer une voûte porteuse dans le massif encaissant (Figure III.3) .

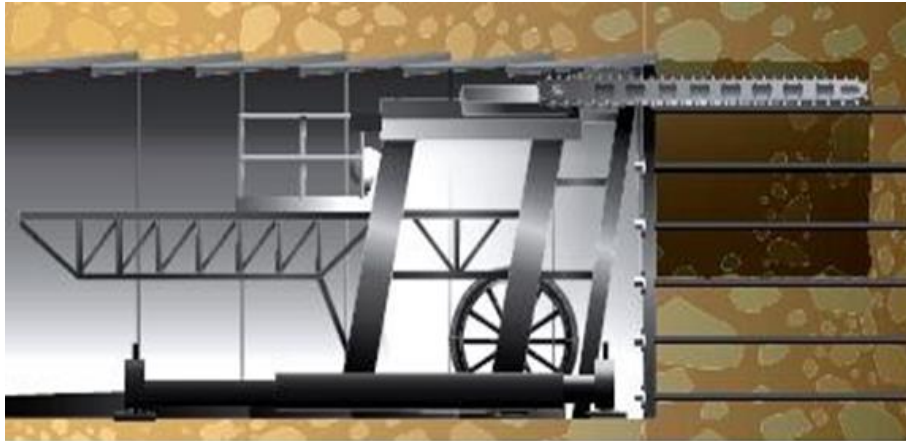


Figure III.3.Machine de prédécoupage

### III.2.6. Méthode de creusement mécanique

Le creusement mécanisé des tunnels a connu des développements importants durant les vingt dernières années, en particulier grâce à l'apparition et aux évolutions technologiques des tunneliers. Ils ont permis d'élargir le domaine de réalisation des tunnels dans des conditions géologiques délicates, pour une grande gamme de diamètres et de terrains (sols meubles, roches tendres, argiles molles, terrains instables ou aquifères, etc.) en améliorant considérablement la productivité des chantiers, (bousbiha N,2016).

**a) Définition d'un tunnelier :** Machine complexe qui assure en continu les fonctions suivantes :

- excavation du terrain ;
- stabilisation et soutènement du front de taille ;
- soutènement provisoire des parois du tunnel juste derrière le creusement ;
- évacuation des déblais ;
- mise en place du soutènement provisoire ou du revêtement définitif ;
- guidage selon l'axe théorique prévu ;
- avancement automatique à l'aide de vérins.

Il permet de creuser des tunnels de diamètre compris entre 2 et 15 mètres. Il est particulièrement adapté pour le creusement de terrains meubles sur de grandes longueurs (du fait de son coût d'investissement).

Sa vitesse d'avancement est de l'ordre de 10 à 50 mètres par jour. On distingue trois types de tunneliers, qui sont choisis en fonction de la nature du terrain à creuser.

**III.2.7. Nouvelle méthode autrichienne (New Austrian Tunnelling Method)**

La Nouvelle Méthode Autrichienne est une méthode de renommée internationale, basée sur l'application d'une interaction entre un massif excavé et le soutènement par "convergence-confinement".

Le principe est d'installer un soutènement provisoire flexible en béton projeté et de le renforcer, là où c'est nécessaire. Par des treillis soudés, des cintres métalliques ou réticulés et des boulons d'ancrage, en permettant quelques déformations du terrain autour de la cavité, avec une combinaison optimale de soutènement, et par suite la propre stabilité du terrain est obtenue. Une attention particulière doit être accordée à la stabilité de la face de taille qui, selon les conditions géologiques rencontrées, sera ou pas renforcée avec des clous en fibre de verre et si besoin l'application d'une mince couche de béton projeté.

L'excavation pour NATM (New Austrian Tunnelling Method) peut se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré (Figure III.4) :

- le creusement à pleine section.
- le creusement en demi-section.
- le creusement en section divisée.

**a) Creusement en pleine section**

Généralement le choix du creusement en pleine ou demi-section est commandé par la qualité du terrain : - Le creusement en pleine section est bien adapté aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté, il convient de comprendre les techniques d'avancement donnant lieu à un dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois.

**b) Creusement en demi-section**

Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier la longueur de l'avancement unitaire. Dans certains terrains difficiles, il est possible de réaliser très rapidement la pose du soutènement en mettant celui-ci en place dans une excavation périphérique et en le bétonnant provisoirement sur le merlon central.

**c) Creusement en section divisée**

Ce type de creusement a surtout été utilisé alors que les procédés de pré- soutènement et de renforcement du front de taille n'étaient pas encore bien développés.

Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement final.

Plusieurs manières de diviser la section sont possibles :

### Chapitre III Méthodes de creusement et de dimensionnements des ouvrages souterrains

- On l'utilise quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi-section.
- Cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée. Chaque étape du creusement doit être parfaitement contrôlée de façon à maîtriser l'évolution du terrain.



Figure III.4. L'excavation pour NATM suivant différents modes d'attaque

#### **III.3. Description des méthodes de calcul**

On peut distinguer trois types de méthodes de calcul utilisés : des méthodes empiriques (fondées sur une classification géotechnique des roches), des méthodes analytiques (fondées sur des solutions analytiques en mécanique des milieux continus), et la méthode de calcul numérique. (Figure III.5)

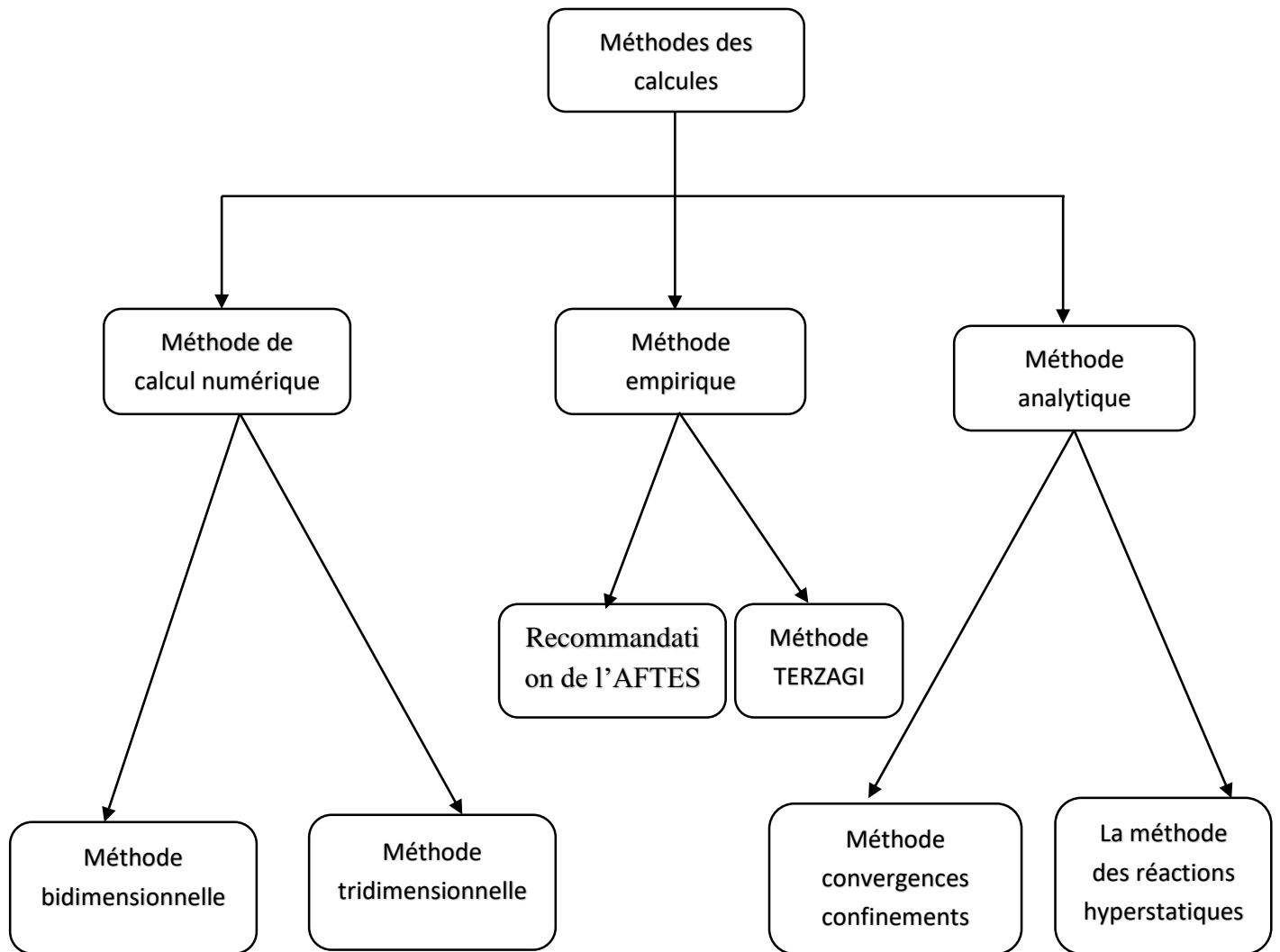


Figure III.5. Organigramme de méthode de calcul

### III.3.1. Les 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 A., 2004).

#### 1. Recommandation de l'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 doit 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, 1998b).

## 2. La méthode de TERZAGHI

Terzaghi 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.6), qui charge les arcs en acier. Les facteurs de charge des roches pour l'ensemble des neuf classes de roches (Tableau III.1), (Goel et Singh, 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.

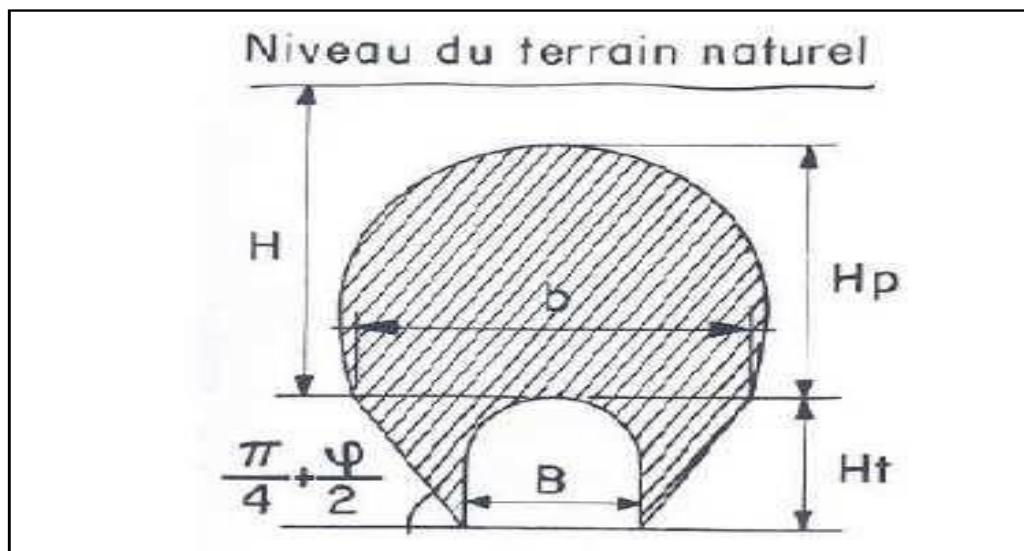


Figure III.6. Zone décomprimée au-dessus de la cavité

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

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

### III.3.2. Les méthodes analytiques

Ces méthodes sont basées sur les solutions analytiques développées pour des tunnels en mécanique des milieux continus. Elles permettent d'obtenir rapidement des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer leur influence sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement.

D'une façon générale ces solutions sont fondées sur les hypothèses suivantes :

- cavité circulaire, revêtue ou non : l'interaction sol-structure est de type adhérence parfaite ou glissement parfait.
- massif infini ou semi-infini à surface horizontale : bidimensionnel (déformation plane) ou à symétrie de révolution ou tridimensionnel
- sol non pesant : état de contraintes initial homogène, isotrope ou anisotrope
- comportement du sol élastique linéaire ou élastique-parfaitement plastique
- étude en section courante (le front de taille est très éloigné).

#### a) La méthode des réactions hyperstatiques

Cette méthode est adaptée à l'étude du comportement du soutènement soumis à des forces extérieures, qui représentent l'action du massif de sol ou de roche. On distingue alors des charges dites « actives » qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges

et surcharges intérieures ou extérieures, poussées du terrain) et des charges dites « passives » qui sont des réactions hyperstatiques dépendant de la déformation (ce sont classiquement les réactions de butée du terrain).

Les déformations et les efforts (M, N, T) du revêtement sont calculés par les formules de la résistance des matériaux. 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 A., 2004).

$$K = \frac{E}{(1 + \nu)R}$$

Avec :

E : Module de Young.

$\nu$ : Coefficient de poisson.

R : Rayon de l'excavation.

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

### **III.3.3. Les méthodes de calcul numérique**

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

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

Les méthodes courantes utilisées sont la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies, la méthode des blocs et la méthode des éléments distincts. Les difficultés du calcul numérique des tunnels rejoignent en fait les difficultés rencontrées dans tout problème géotechnique. Ces difficultés sont liées, d'une part, à la modélisation des massifs de sol, à la détermination des paramètres de calcul et d'autre part à la bonne représentation des différentes phases de creusement du tunnel. En effet, les sols sont très rarement homogènes et leurs propriétés mécaniques et hydrauliques peuvent varier grandement d'un point à l'autre d'un massif ou d'une couche de sol.

**a) Modèles tridimensionnels**

Ces modèles, en fait, sont véritablement une modélisation d'un tunnel qui peut prendre en compte réellement les trois aspects majeurs d'une modélisation d'un tunnel, mais dans la pratique on les utilise rarement, car les calculs sont longs en particulier pour des modèles de comportement non linéaires et l'interprétation des résultats est encore considérée comme complexe.

**b) Modèles bidimensionnels**

Ce type de modèle est plus pratique et généralement moins coûteux en durée de calculs et en temps passé à l'interprétation des résultats. On peut distinguer trois catégories de modèles :

**-En conditions axisymétriques dans un plan méridien.** Ce type d'analyse nous permet de représenter le front de taille. Il suppose un état de contraintes initial homogène et isotrope dans le massif et ne peut être appliqué qu'à des ouvrages circulaires profonds, pour lesquels l'effet de la gravité à faible échelle et l'influence de la surface sont habituellement négligés.

**En déformation plane dans un plan parallèle à l'axe du tunnel.** Ce type de modèle autorise une représentation du front de taille et des mouvements qui s'y produisent, tout en tenant compte l'effet de la gravité et de la proximité de la surface.

**En déformation plane dans un plan transversal.** En général, dans la pratique, on utilise fréquemment cette modélisation, bien qu'elle permette seulement de décrire un mouvement transversal (radial) du sol vers le tunnel. Elle peut être employée valablement pour la détermination des champs de contraintes et de déplacements provoqués en section courante après le passage du front.

**III.3.4. Méthode Convergence-Confinement**

La méthode Convergence Confinement est un outil de base et largement utilisé pour la conception préliminaire des structures de soutènement souterraines. Basé 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 Mata, 2018).

- Courbe de convergence

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain que se déconfinent progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front), on introduit une pression fictive en paroi. Cette pression,

uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front.  $P_i$  Varie ainsi de  $\sigma_0$  à 0, de l'état de contrainte initial à l'état entièrement 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  $x=0$ ). (Figure III.7) (Martin F., 2007) 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 :

$$\lambda(x) = \alpha + (1 - \alpha) (1 - [m_0 R / m_0 R + x]^2)$$

Avec :

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

$R$  : rayon d'excavation.

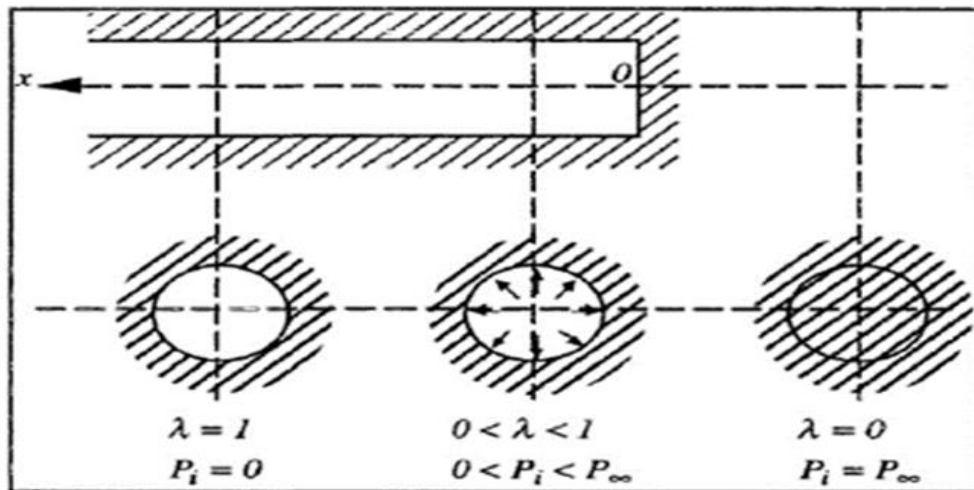


Figure III.7.Principe du taux de déconfinement

- Courbe de confinement.

Une deuxième courbe est requise pour la méthode. Il s'agit de la courbe de confinement, qui va permettre de caractériser le comportement du soutènement sous son chargement. Le chargement considéré est purement radial, il s'agit d'une pression appliquée sur tout le pourtour extérieur de la structure. Le calcul du déplacement radial  $U_{smax}$  en fonction de la pression appliquée  $P_{smax}$  permet de tracer la courbe de confinement sur un graphe identique à celui de la courbe de convergence (Figure III.8). On distingue également deux phases dans les modèles classiques : (Martin F., 2012)

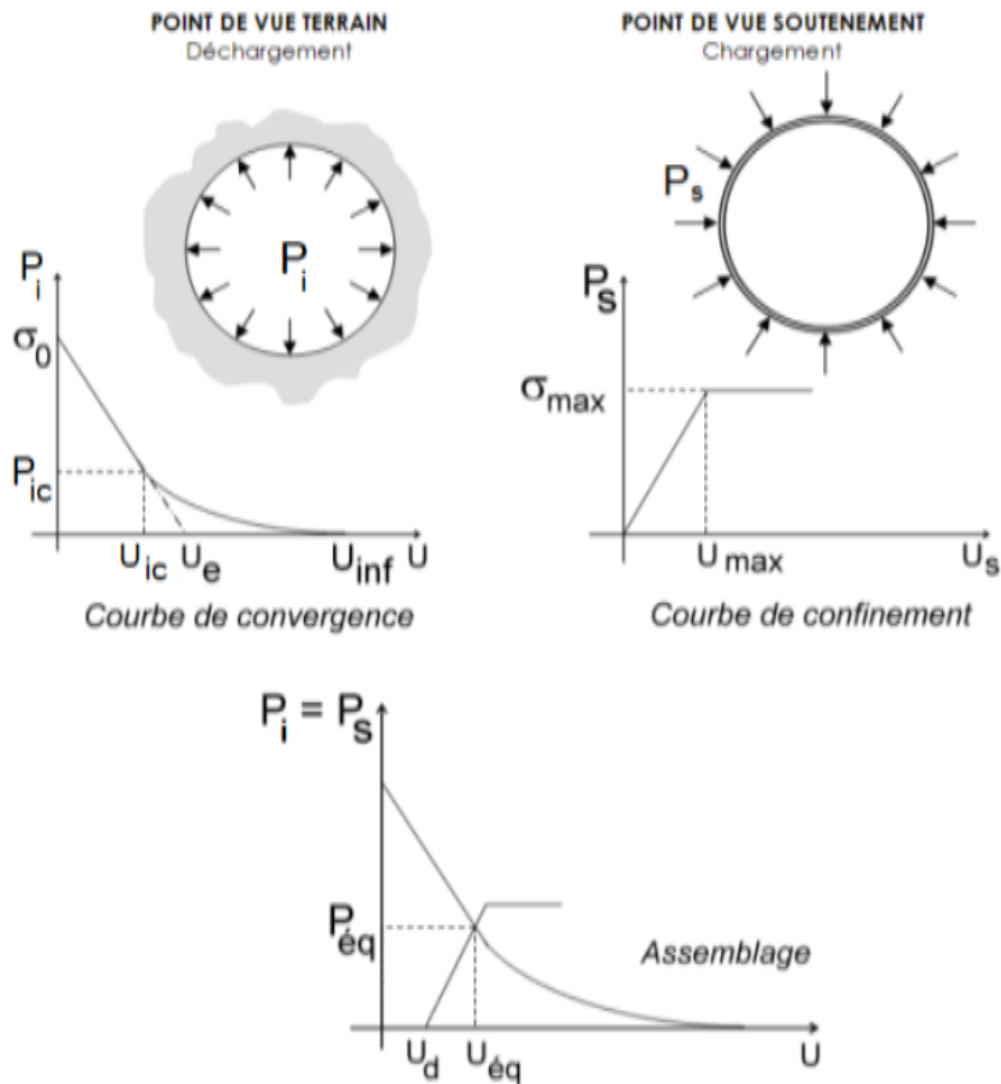


Figure III.8. Courbe de convergence, de confinement et assemblage

### III.4. Conclusion

Les méthodes de calcul ouvrages souterrains sont, soit empiriques, qui sont utilisés fréquemment dans les études préliminaires des tunnels ; soit analytiques, qui sont très pratiques et très utiles, soit par des méthodes numériques, qui peuvent être considérées comme les plus efficaces pour l'analyse de la stabilité d'un tunnel, de l'interaction sol structure et pour dimensionner le soutènement.

**Chapitre IV**

**Effets sismiques sur les  
ouvrages souterrains**

### IV.1. Introduction

En effet, il y'a longtemps été considéré que les ouvrages souterrains ne couraient pas le même risque vis-à-vis des séismes que les ouvrages de surface, et peu d'études leur ont été consacrées, tandis que le chargement sismique peut induire des dommages importants aux ouvrages souterrains, en particulier dans les terrains meubles.

### IV.2. La Pathologie d'un Tunnel Endommagé

Présentation de certains risques liés aux instabilités des ouvrages souterrains :

- **Effondrements** : Il correspond à une rupture structurale, partielle ou totale, du tunnel. L'effondrement condamne l'utilisation du tunnel, il nécessite des moyens considérables pour reprendre le projet ou l'exploitation de l'ouvrage.

- **Désordres locaux** : les désordres apparaissent dans les parois, au toit de l'ouvrage et au niveau du radier. Ils ne remettent pas toujours en cause l'utilisation du tunnel, mais imposent une réparation importante.

- **Tassements en surface** : Les tunnels urbains sont des ouvrages souterrains situés à une profondeur généralement faible et souvent creusés dans des terrains meubles. Le creusement de ces ouvrages engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface.

- **Fortes déformations (convergence extrême)** : 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. Ce phénomène nécessite parfois la ré excavation de l'ouvrage souterrain.

#### IV.2.1. Cas du tunnel T1 de l'autoroute Est-Ouest (Algérie)

Le premier janvier 2014 le tunnel T1 de Djebel el Ouahch (Constantine), subit un effondrement du tube droit et un endommagement très important localisés au niveau des parois du deuxième tube, plus des fissurations et des soulèvements de sol au-dessus du tunnel.

La Figure (IV.1) illustre l'état de lieu de l'ouvrage avant l'effondrement. (Berkane. A,2020)



Figure IV.1. L'état de lieu de l'ouvrage avant l'effondrement

Les figures (IV.2), et (IV.3) illustrent l'état de lieu de l'ouvrage après l'effondrement.



Figure IV.2. L'état de lieu de l'ouvrage après l'effondrement  
(L'endommagement de revêtement de tunnel gauche)



Figure IV.3. L'état de lieux de l'ouvrage après l'effondrement  
(soulèvement de sol au-dessus de tunnel)

### IV.3. Analyse et comportement sismique des ouvrages souterrains

L'énergie libérée par le séisme dispersée dans la terre sous forme :

- ondes sismiques de compression se propagent dans le plan parallèle à l'axe longitudinal du tunnel

- ondes de cisaillement propagent dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal du tunnel

#### IV.3.1. Déformations des ouvrages souterrains dus au chargement sismique

Les tunnels peuvent être soumis lors d'un séisme à trois types de déformations (Berkane. A,2020) (Figure IV.4).

##### a) Déformation en compression et extension axiale

Lorsque les ondes de compression se propagent dans le plan parallèle à l'axe du tunnel, et dans le sens de la profondeur longitudinal du tunnel, les contraintes de cisaillement transférées entre le sol et le tunnel provoquent des efforts alternatifs de compression et de traction.

##### b) Déformation en flexion longitudinale

Si les ondes sismiques de compression se propagent de manière oblique par rapport à l'axe du tunnel ou parallèle à la section transversale du tunnel, (Figure.IV.4.c &IV.4. d). Ces ondes sismiques entraînent une déformation en flexion longitudinale.

##### c) Déformation d'ovalisation (distorsion)

Ces déformations se développent sous l'effet d'une propagation des ondes de cisaillement dans le plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, (Figures IV.4.e et IV.4.f). La plupart des auteurs ont consacré leur travail au dernier type de déformation liée à la distorsion de la section transversale du revêtement du tunnel.

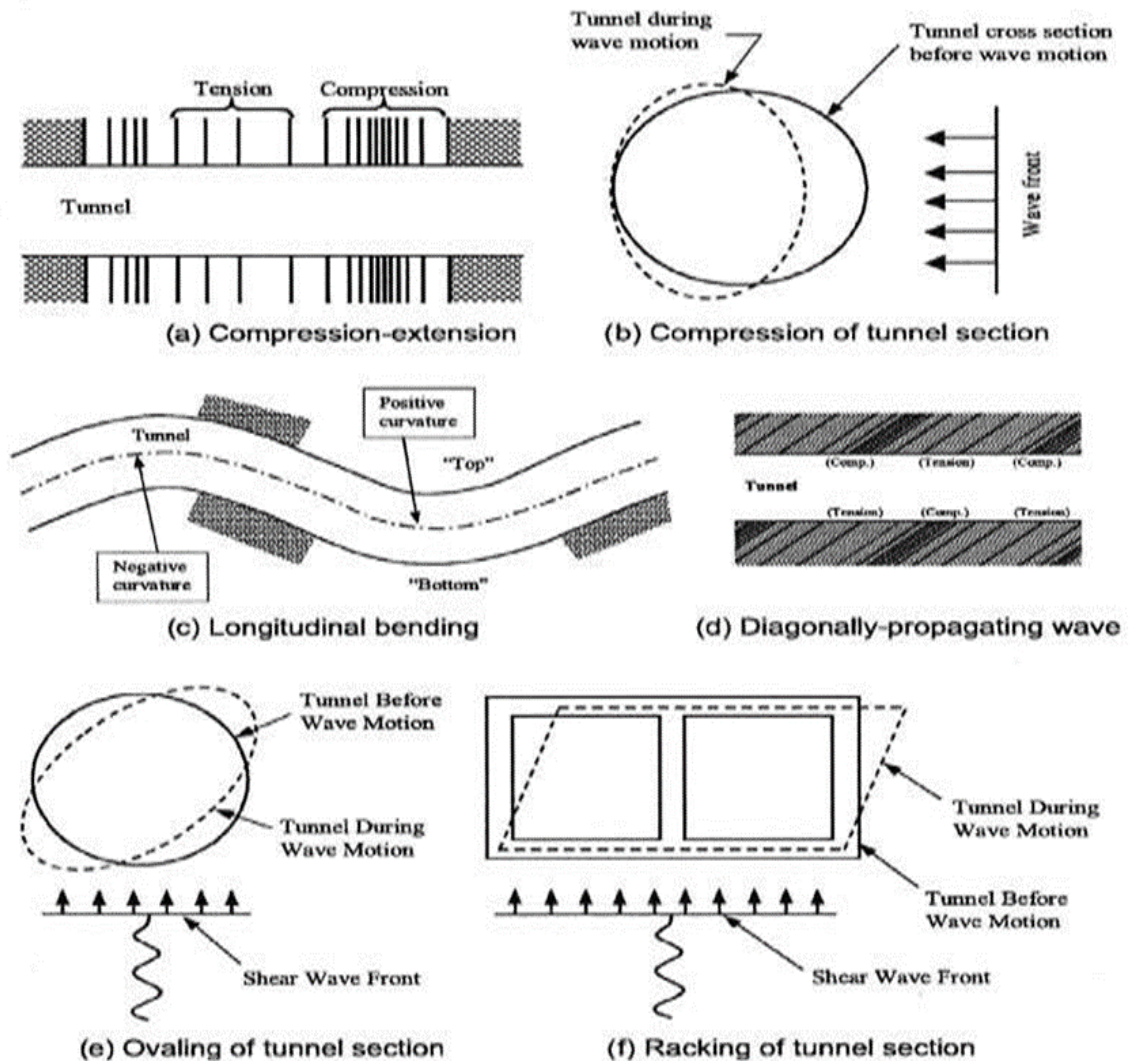


Figure IV.4. Modes de déformation des tunnels dus aux ondes sismiques

### IV.3.2. Analyse sismique des tunnels

Les méthodes utilisées pour l'analyse sismique et la conception des tunnels peuvent être classées, (Figure IV.5) et aux approches suivantes : (Hashash et al., 2001) ; Les solutions élastiques de forme fermée (closed-form elastic solutions) et l'analyse numérique (numerical analysis) sont utilisées dans ces approches.

- ✓ approche par déformation en champ libre (free-field déformation approach)
- ✓ méthode de pression dynamique de la terre (dynamic earth pressure method)
- ✓ approche d'interaction sol-structure (soil-structure interaction approach).

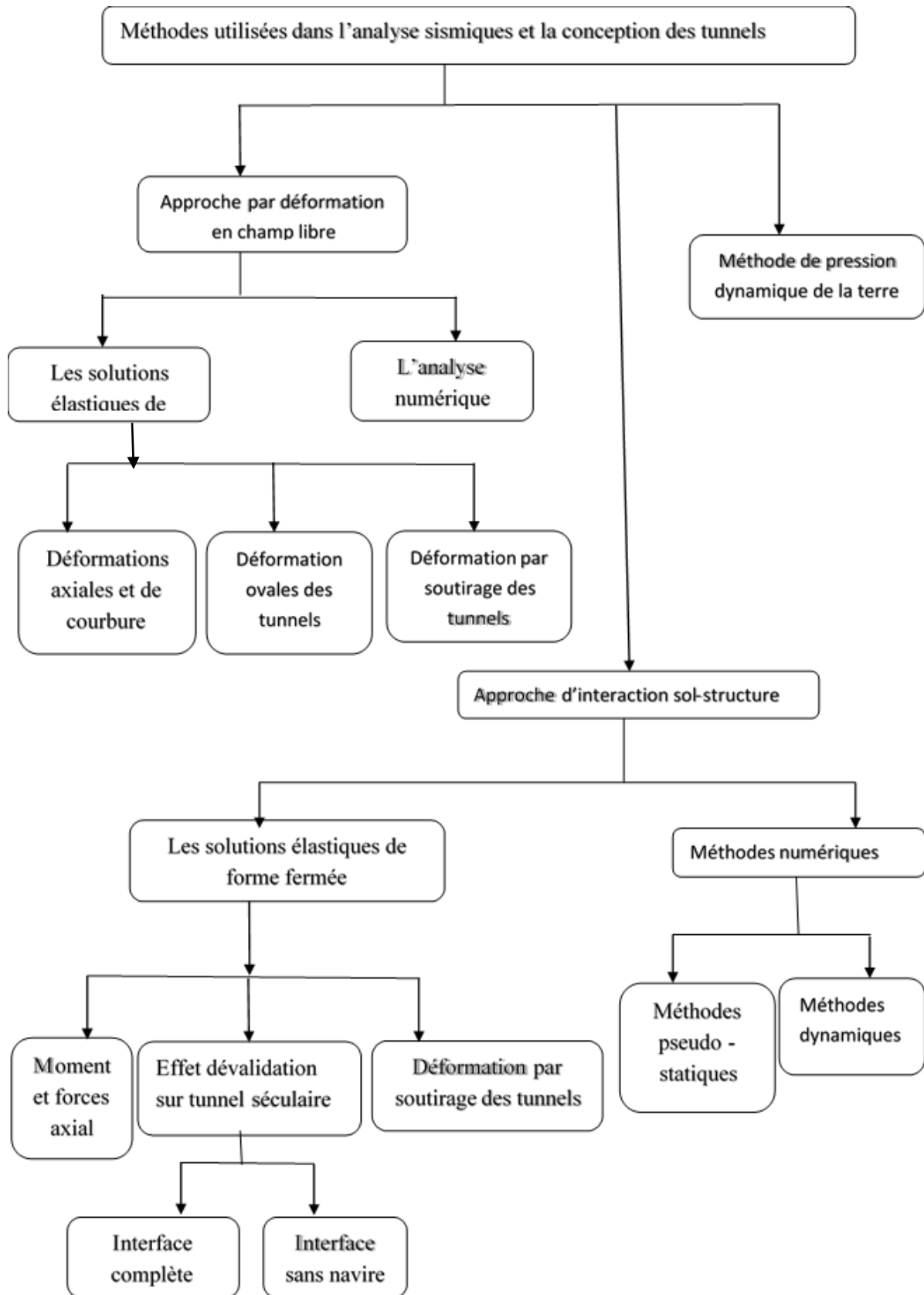


Figure IV.5. Présentation des méthodes d'analyse sismique des tunnels.

### IV.3.3. Approche par déformation en champ libre (free-field approach)

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.3.4. Méthode de pression dynamique de la terre (dynamic earth pressure method)

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

#### A) Approche d'interaction sol-structure (soil-structure interaction approach)

✚ 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.6) (Penzien j.,2000), (Bobet a., 2003), (Park kh 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, 2013).

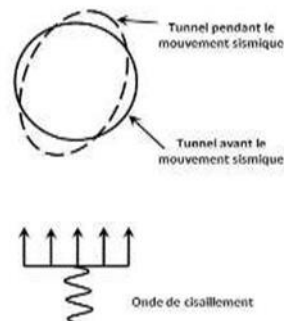


Figure IV.6. Déformation du tunnel

### 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, 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.

#### a) 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 et al., 2002).

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.7).

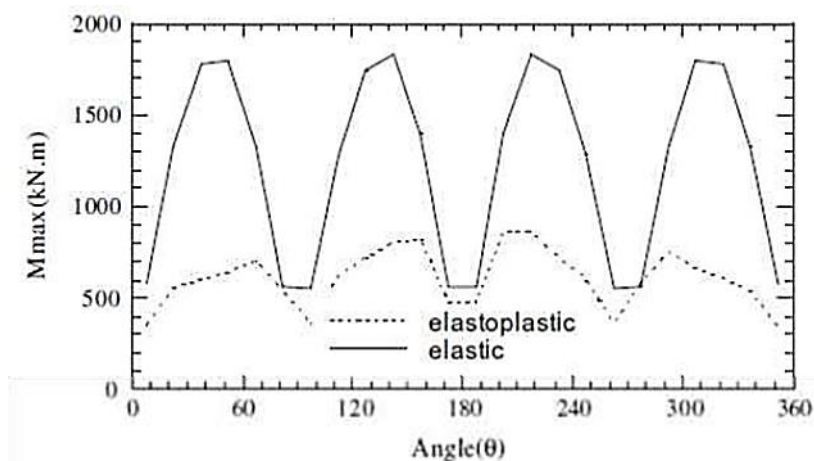


Figure IV.7. Moment fléchissant induit par le chargement sismique.

Amorosi et Boldini (Amorosi et al., 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 et al (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  $\varphi_{cv}$  ( $30^\circ$ , valeur de référence et  $23^\circ$ ). À 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) Interaction sol-tunnel**

Les problèmes d'interaction dynamique sol-structure dans le cas des tunnels est un aspect très important à considérer (Clouteau, Guéguen ). 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.

#### **c) Mouvements de terrain en surface**

Selon Slitee (Sliteen., 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 et SV et des ondes de Rayleigh.

Cette solution a été comparée par Kham (Kham., 2001) qui a réalisé des études analytiques et numériques (modélisation par éléments de frontières) dans une cavité (Figure IV.8), 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 :

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

Où : ( $\omega$ ) : la fréquence de sollicitation,

( $a$ ) : le rayon du tunnel,

( $\bar{\beta}$ ) : La partie réelle de la vitesse de l'onde de cisaillement.

Les résultats montrent une très bonne concordance entre le modèle analytique et numérique (Figure IV.9).

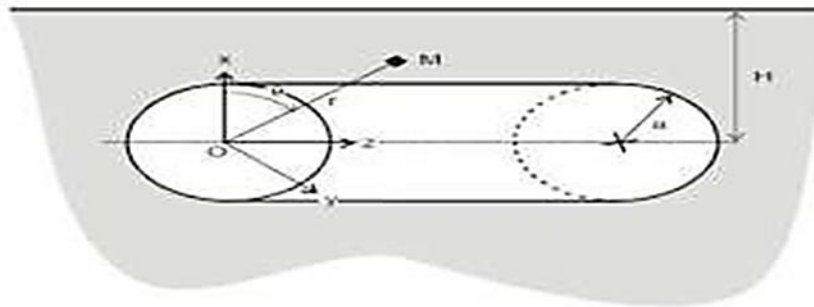


Figure IV.8. Modèle de cavité souterraine

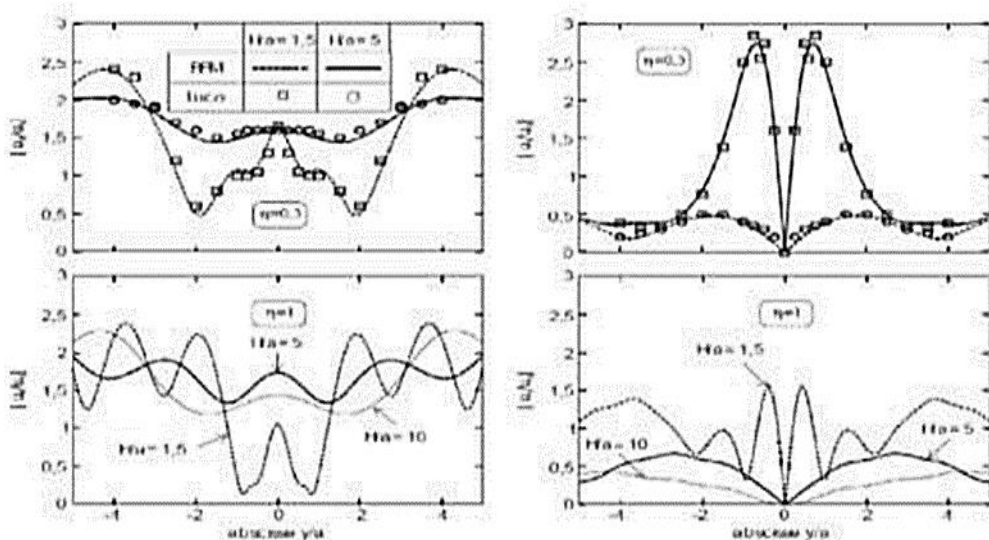


Figure IV.9. Déplacement horizontal  $u_x$  (gauche) et vertical  $u_y$  (droite) à la surface libre à l'aplomb de la cavité à la fréquence réduite .

Des études antérieures ((Li, Yue, and Chen 2010), ont étudié la réponse sismique dans les tunnels sous l'effet des ondes de Rayleigh, qui consistent respectivement à combiner les chargements sismiques horizontaux 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.4. 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.10), 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.

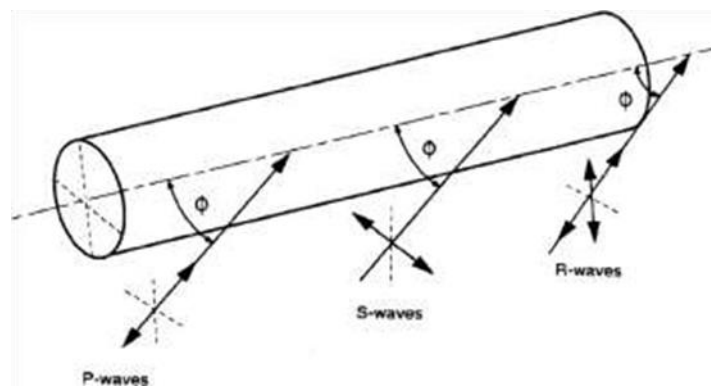


Figure IV.10. Différents types d'ondes sismiques pouvant affecter la réponse d'un tunnel

##### IV.4.1. 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.11). 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.

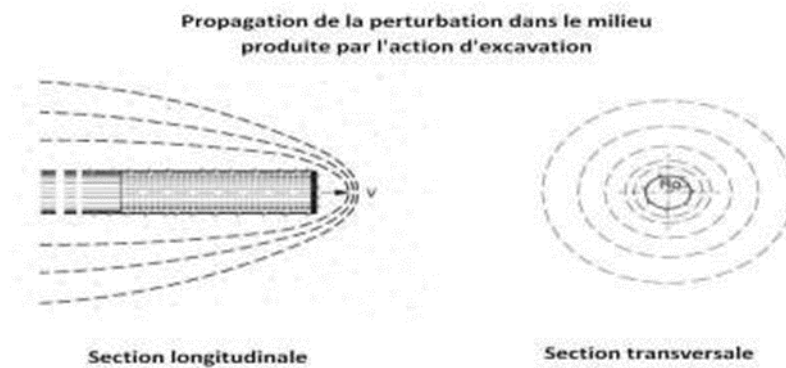


Figure IV.11. Perturbation dans le terrain engendrée par l'avancement du front [(Lunardi, 1998)].

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 [(Dias d.,1999),( Möller s.,2006), (Eberhardt e.,2001), (Franzius j n .,2005), (Kasper t et al.,2001)]. 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.5. Conclusion**

Il ressort de ce chapitre qu'une attention particulière doit être réservée aux différents mouvements du sol et à son comportement lors du creusement du tunnel qui peuvent être à l'origine des principaux risques liés à la construction de ce dernier (tunnel).

L'analyse du comportement du tunnel au cours de construction soumis au chargement sismique a fait l'objet de peu de travaux de recherche. En fait, la plupart des études concernant l'interaction tunnel-séisme ont été réalisées pour un tunnel en service.

**Chapitre V**  
**Présentation du logiciel**  
**plaxis**

**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.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, S (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.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 réalisée 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.4. Les sous-programmes de Plaxis**

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) (Figure V.1).

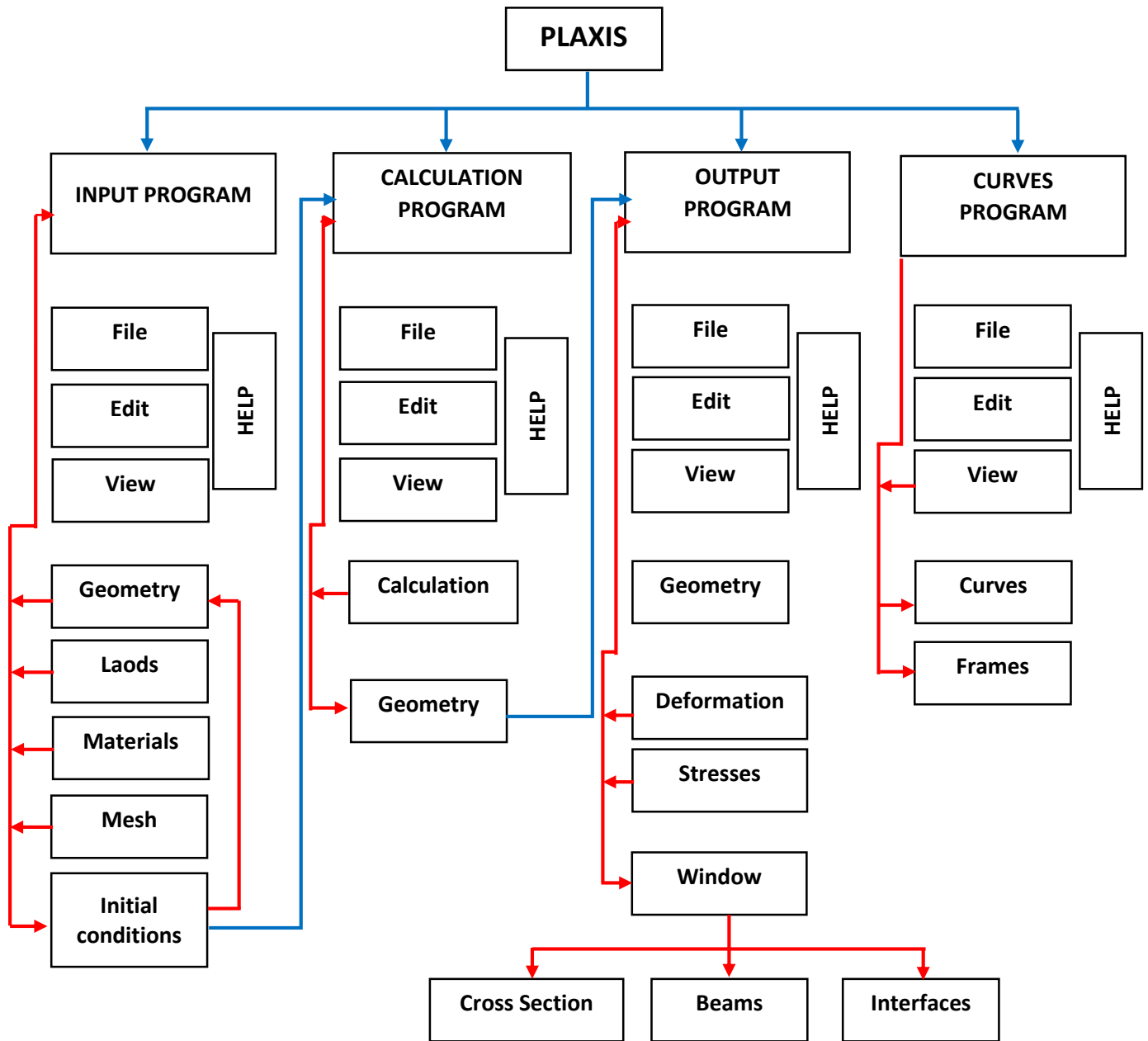


Figure V.1. Organigramme des sous-programmes de code Plaxis

**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.2).

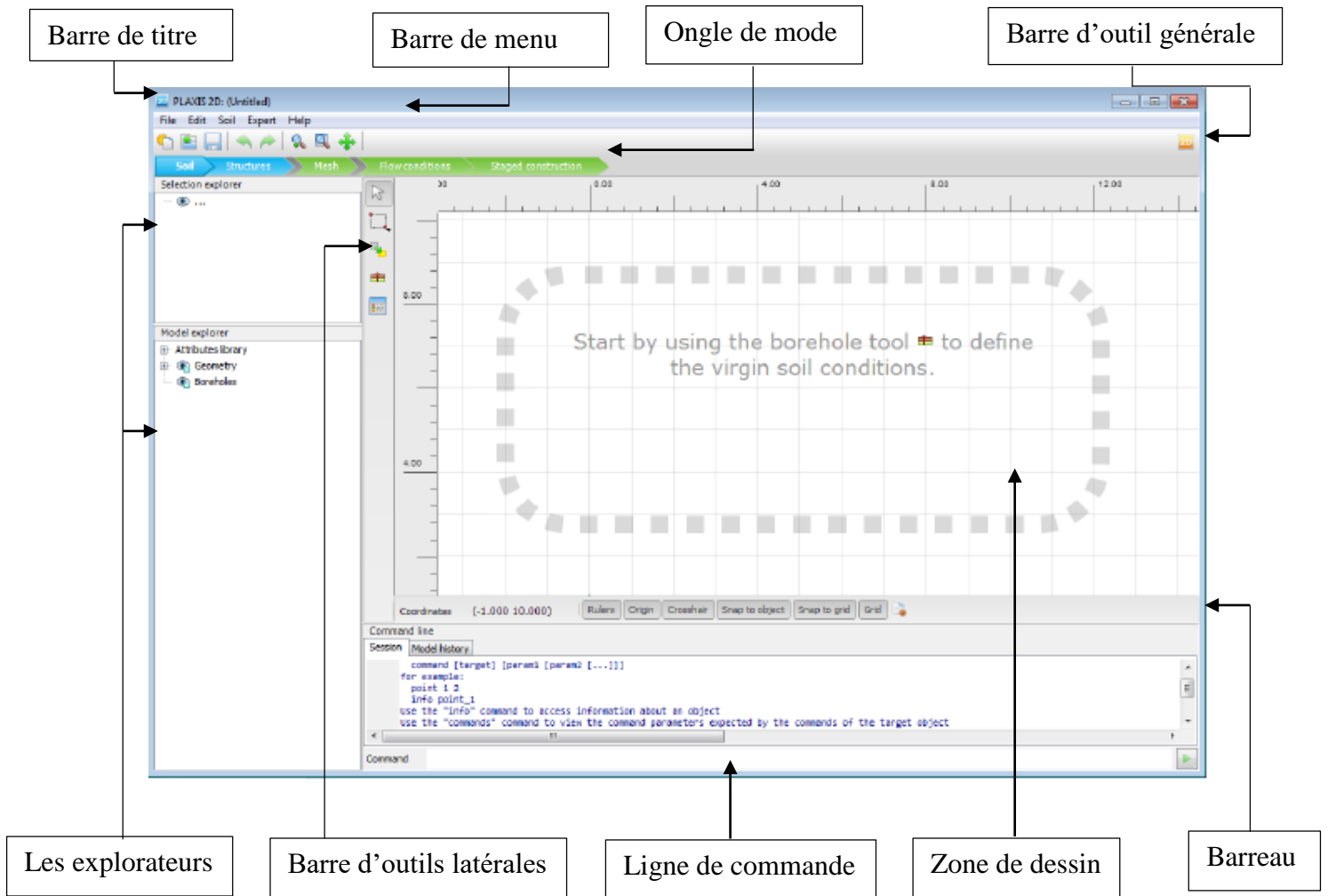


Figure V.2. Fenêtre principale du programme d'entrée des données

**PLAXIS-Calculations** : le processing programme ou le sous-programme de calculs contient les outils indispensables à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul par éléments finis (Figure V.3).

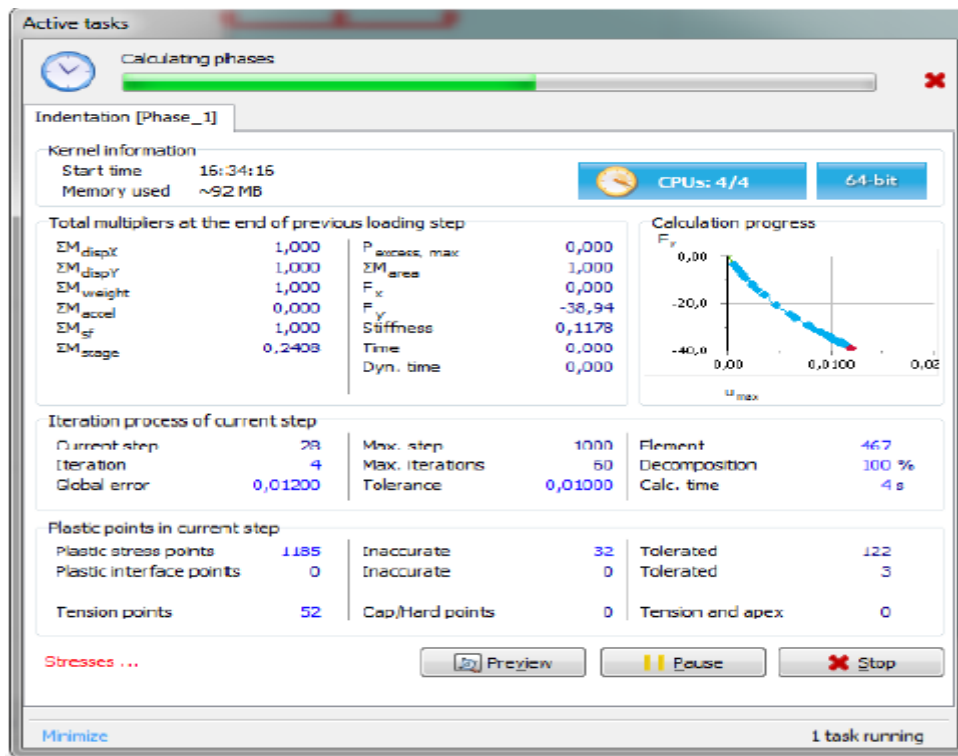


Figure V.3. Fenêtre de calcul

**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.

**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.

### V.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. (Surtout les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation.

- << 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, géogrid, 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 imposés, 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 "initial 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 plastique, 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).

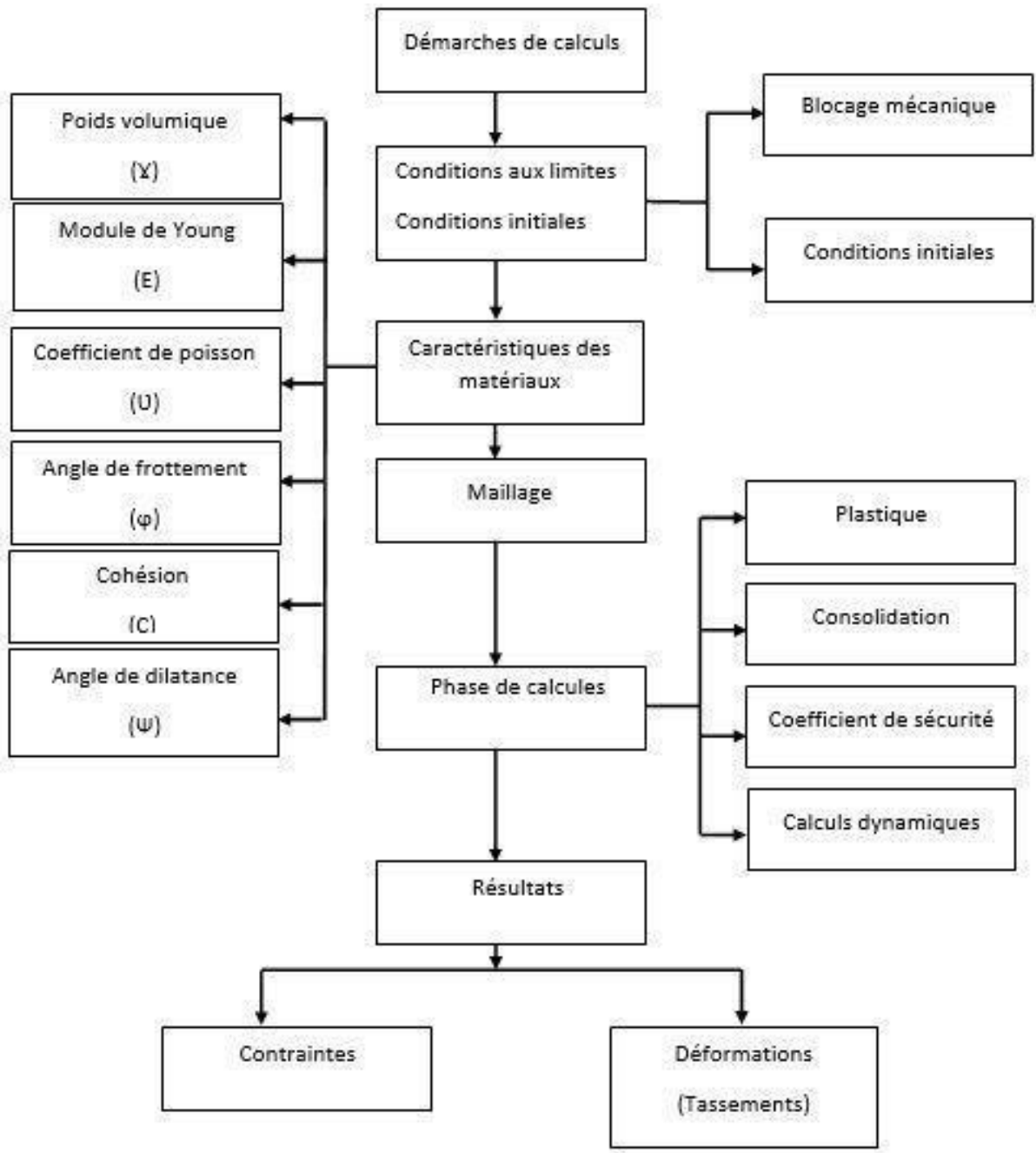


Figure V.4. Organigramme de modélisation avec PLAXIS

## V.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, S (2007)).

### A. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans Plaxis est classique, il comporte deux paramètres de rigidité élastiques, le module de Young (E), et le coefficient de poisson ( $\nu$ ). le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol, il peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structure béton ou métal en interaction avec le sol et aussi pour les problèmes de mécanique des roches.

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé davantage 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.5).

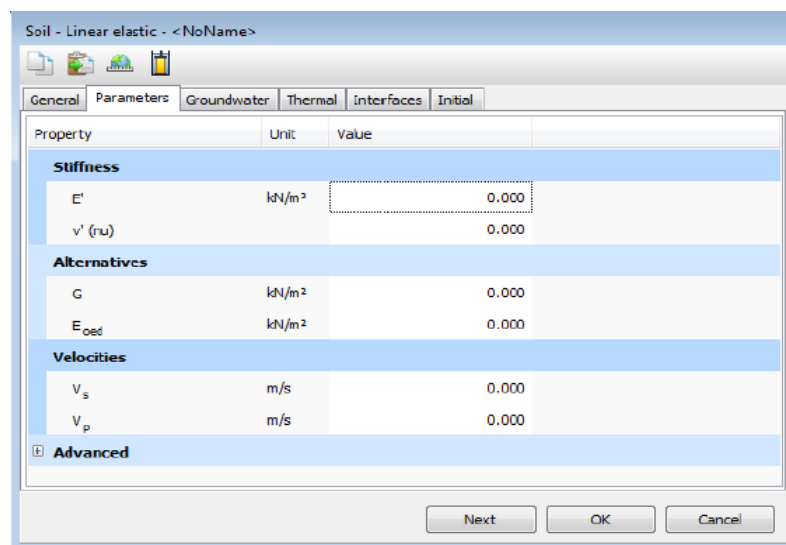


Figure V.5. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

**B. Modèle de Mohr-Coulomb**

Ce modèle est utilisé généralement pour une première approximation du comportement d'un sol (Figure V.6).

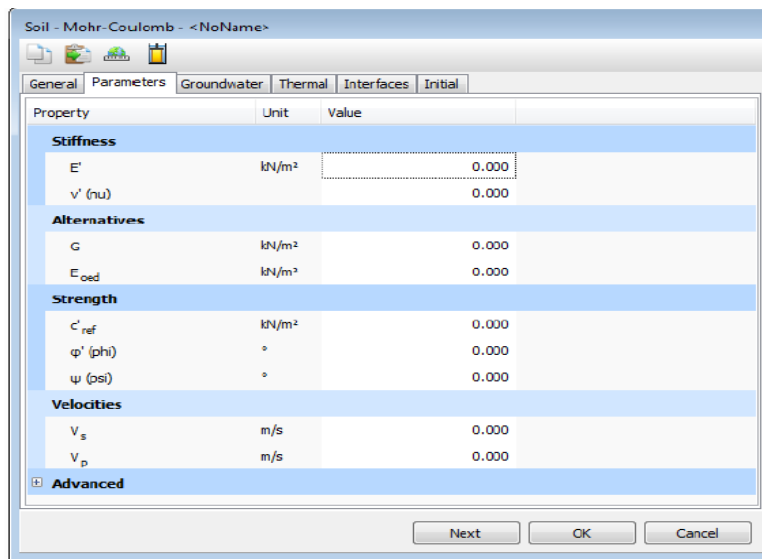


Figure V.6. Fenêtre des paramètres du modèle mohr-coulomb.

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 (μ), la cohésion (C), l'angle de frottement (φ), l'angle de dilatance (ψ).

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

Tableau V.1. Les paramètres intégrés dans le modèle de Mohr-Coulomb.

Paramètres	Module de Young	Coefficient de poisson	Cohésion	L'angle de frottement	L'angle de dilatance	Poids volumique
Symboles	E	μ	C	φ	ψ	γ
Unités	KN/m <sup>2</sup>	/	KN/m <sup>2</sup>	degré	degré	KN/m <sup>3</sup>

Dans le plan de Mohr, la courbe enveloppe est représentée par :

$$T = \sigma_n * \tan \varphi + c$$

Où σ et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement à la rupture sur le plan de rupture, et c et φ respectivement le terme cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure V.7).

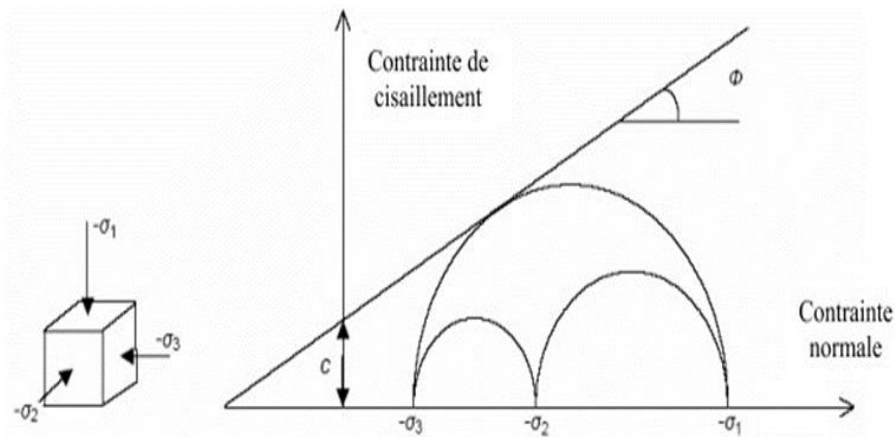


Figure V.7. Courbe enveloppe du modèle de Mohr-Coulomb.

### 1. 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 modèle de Mohr-Coulomb, le module de Young est constant.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (Figure V.8).

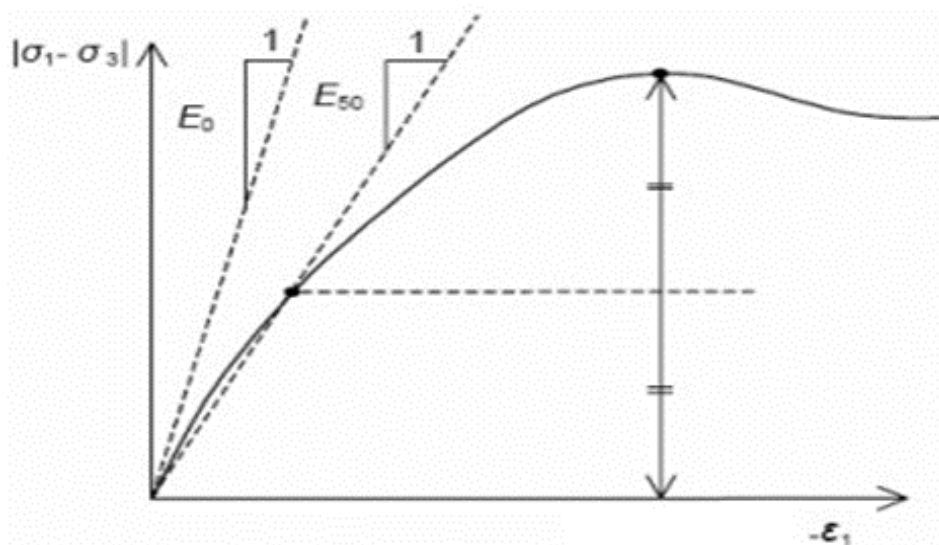


Figure V.8. Définition du module à 50 % de la rupture.

### 2. Coefficient de poisson « ν »

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.

### 3. 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.

### 4. 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.

### 5. Angle de dilatance « $\psi$ »

Elle est donnée en degrés. 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 :

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

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

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

Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable ou liquéfaction statique). La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est fréquemment le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

## V.7. Conclusion

La modélisation numérique des ouvrages géotechniques réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS est une approche simplifiée de la réalité géométrique de l'ouvrage.

Les modèles introduits dans les codes de calcul en éléments finis permettent la résolution des problèmes liés aux tassements, à la consolidation et à la rupture des sols.

# **Chapitre VI**

## **Modélisation numérique, résultats et interprétations**

### VI.1. Introduction

L'objectif de la modélisation avec le logiciel PLAXIS est d'associer une meilleure représentation de la géométrie de l'ouvrage, des différentes couches du sol à travers les paramètres du modèle de comportement, et aussi pour vérifier les tassements du sol après l'excitation sismique.

### VI.2. Partie A : modélisation numérique

#### VI.2.1. Présentation du projet

Ce travail consiste un étude d'une Station Aéroport située sur le côté Ouest du parking Houari Boumediene, lequel sert le terminal existant, à Nord du nouveau terminal actuellement en construction, dans une surface topographiquement plane et sans la présence de bâtiments de caractère définitif (Figure VI.1). La zone d'implantation de la station et des accès respectifs (Nord, Sud et Ouest) correspond à une surface d'environ 6700 m<sup>2</sup> (L1B1-GCG-COSM28-3010-A2-13-001-A).

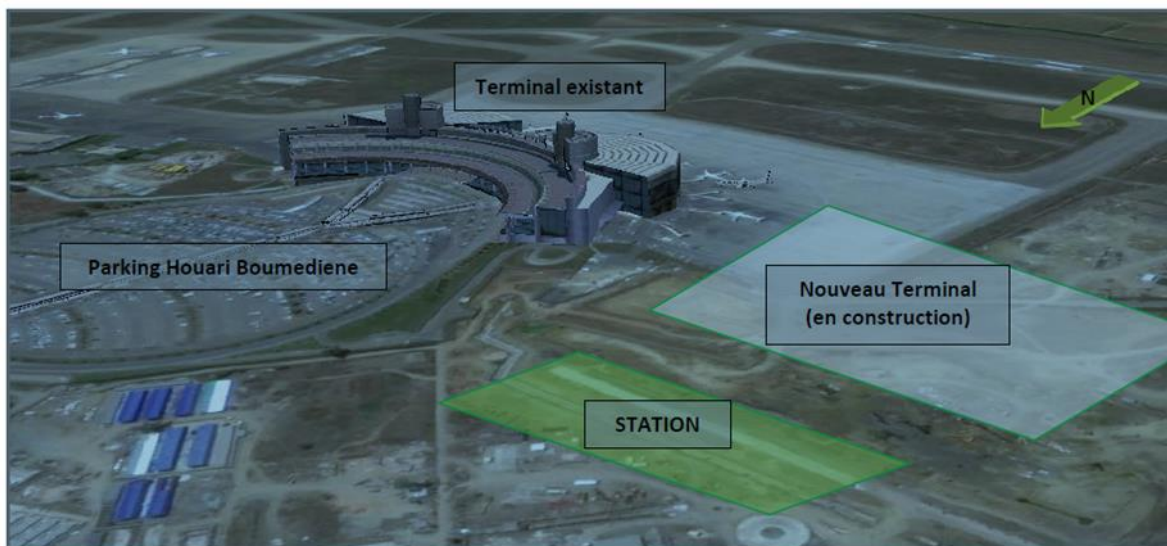


Figure VI.1. Vue générale de la zone d'implantation de la station Aéroport 2

Le modèle numérique à 70 m de largeur et 45 m de hauteur la profondeur des parois moulées est 42 m. tenant en compte le type de problème, un calcul en état plan de déformation a été considéré.

➤ Coupe transversale du modèle

Le modèle géométrique choisi pour la modélisation de la station est représenté sur la Figure VI.2.

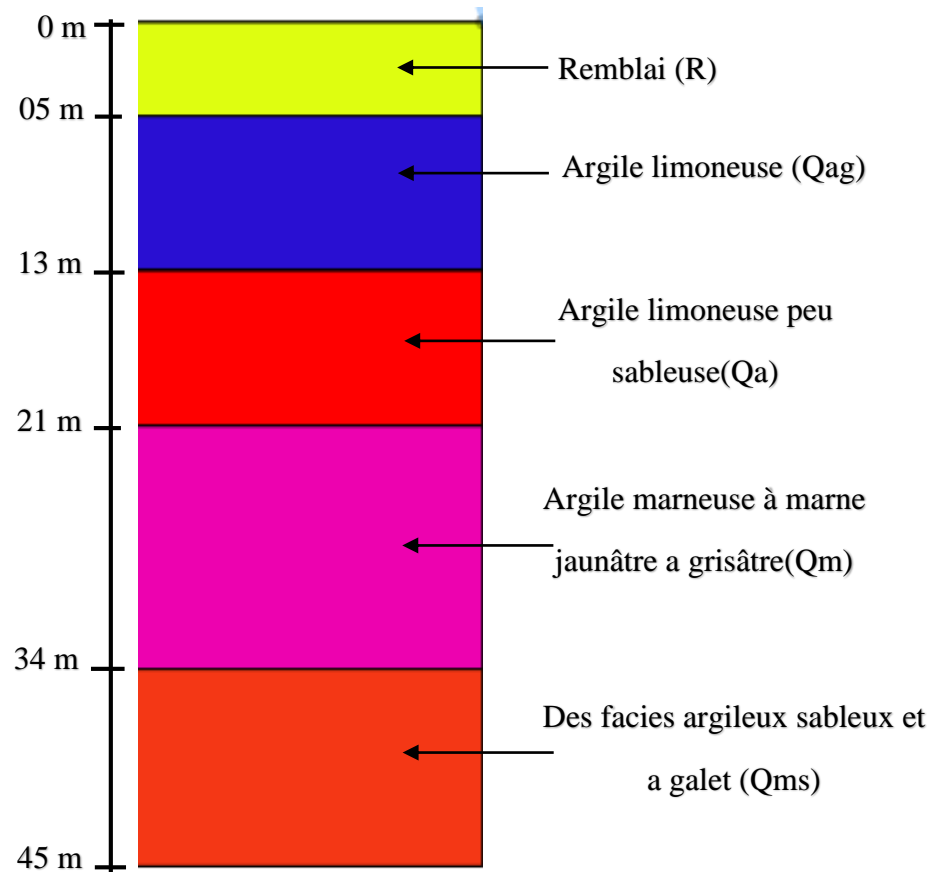


Figure VI.2. Les couches constituant le modèle géométrique

### VI.2.3. Paramètre géotechnique de sol

Les caractéristiques des couches de sol et des interfaces sont résumées dans le (Tableau VI.1).

Tableau VI.1. Paramètres géotechniques de calcul – sols

Couches	R	Qa et Qag	QM	QMs
<b>Profondeurs moyennes</b>	0.0-5.0	4.0-21.5	18.0-34.5>40.5	34.5-42
<b>Poids vol. Humide</b> $\gamma_h(\text{KN/m}^3)$	20	20.0	20	20
<b>Poids vol. Sèche</b> $\gamma_d(\text{KN/m}^3)$	17	17.0	17	17
<b>Cohésion non drainé</b> $s_u(\text{Mpa})$	30	$s_u=1.9(z-4.0)+77$	$s_u=0.5(z-18)+123$	-
<b>Module de déformation non drainé</b> $E_u$ (Mpa)	12	$E_u=1.0(z-4)+42$	$E_u=0.3(z-18)+72$	-
<b>Angle de frottement effective</b> $Q$ (°)	20	21.0	22	32.0
<b>Cohésion effective</b> $C$ (kpa)	0.0	25	35	5.0
<b>Module de déformation draine</b> $E$ (Mpa)	10.0	41	67	70.0
<b>Coefficient</b> $K_0$	0.7	0.7	0.6	0.6

#### VI.2.4. Les données géologiques

##### A. Paramètres structurels

Les éléments en béton armé ont été modélisés dans le logiciel PLAXIS 2D comme des éléments type « plate », (dalle intermédiaire, dalle inférieure, et les parois moulées), (Figure VI.3).

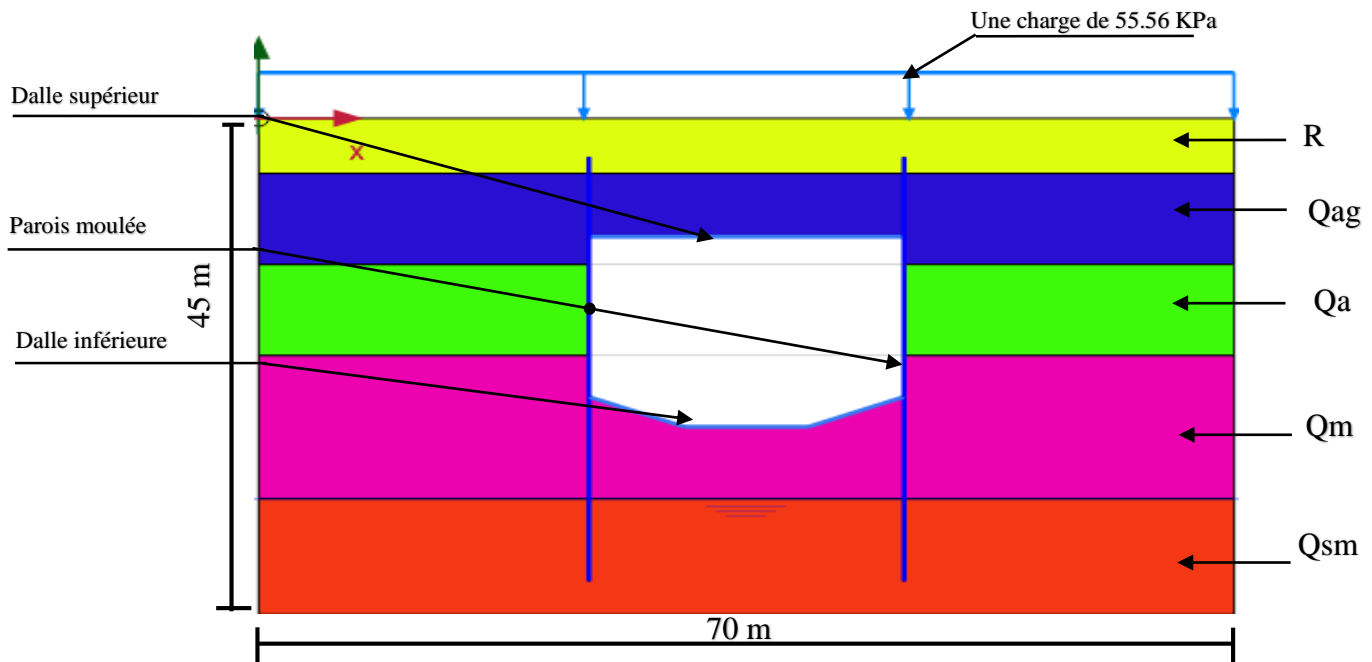


Figure VI.3. Géométrie du modèle de calcul

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 structuraux présentent un comportement linéaire élastique (Tableau VI.2).

Tableau VI.2. Caractéristiques des éléments structuraux type « plate ».

Élément structurel	EA(KN/m)	EI(KN.m <sup>2</sup> /m)	$\nu$
Paroi moulée	$33 \times 10^6$	$2.75 \times 10^6$	0.2
Dalle supérieur et inférieure	$19.10 \times 10^6$	$944.70 \times 10^3$	0.2

### B. Maillage et conditions aux limites

Les éléments utilisés pour le maillage sont des éléments triangulaires à 15 nœuds. Ce maillage nous donne une distribution plus fine des nœuds, 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.

Les conditions aux limites 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, soit statique). Dans notre cas, les déplacements sont imposés nuls ( $u_x = u_y = 0$ ). A la base du modèle les déplacements horizontaux sont bloqués sur les frontières latérales avec des conditions aux limites absorbantes afin de minimiser l'effet du séisme (champ libre) (Figure VI.4.).

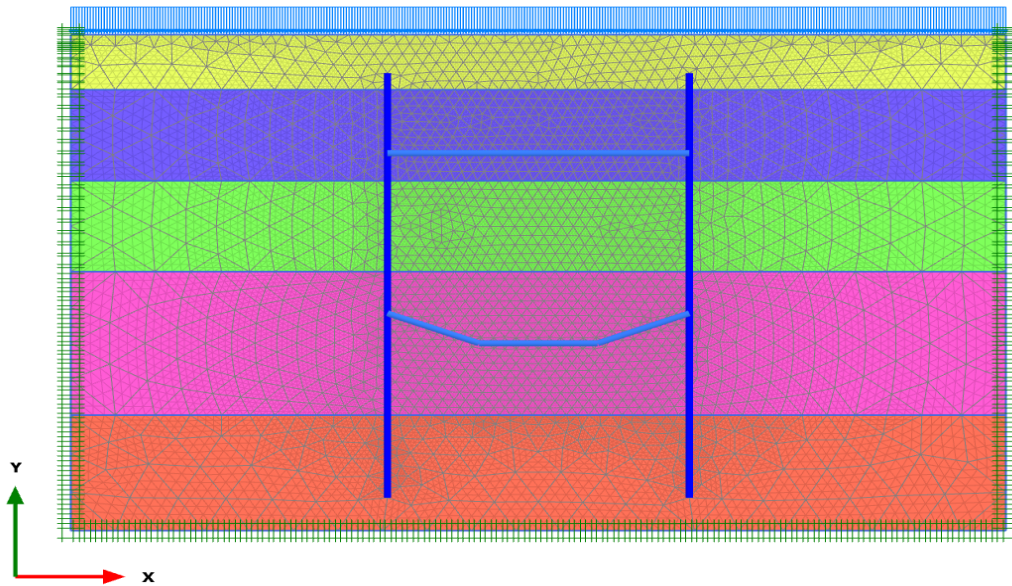


Figure VI.4. Maillage et conditions aux limites du corps de la station

### C. Les conditions initiales

Les conditions initiales ont pour but de déterminer les pressions interstitielles initiales et les contraintes initiales.

#### ➤ Conditions hydrauliques

C'est la définition du niveau de la nappe phréatique. La nappe phréatique est positionnée à la surface du sol support (Figure VI.5).

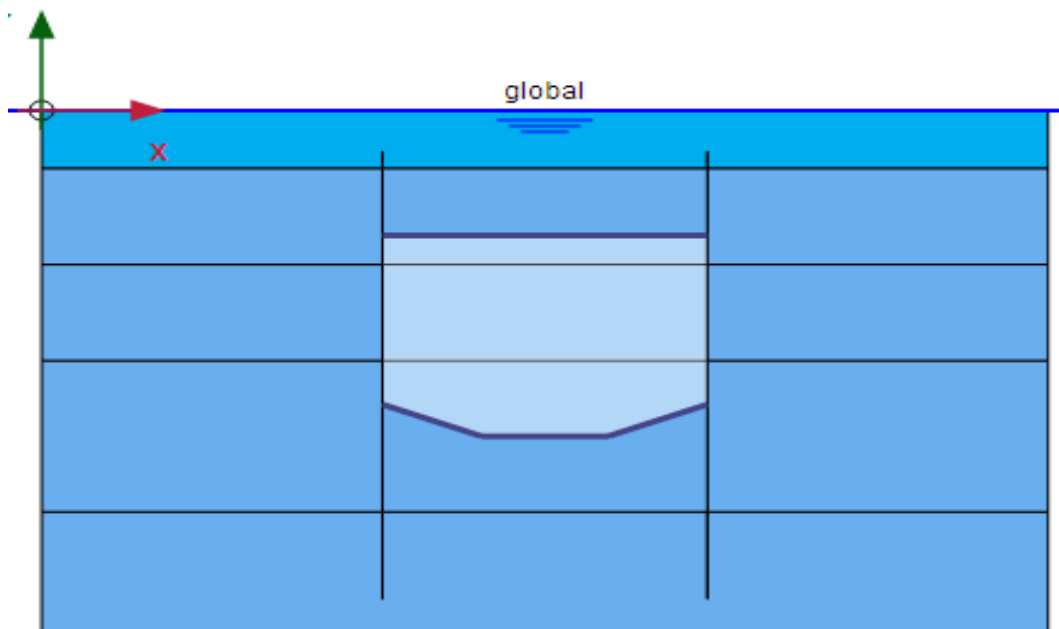


Figure VI.5. Position de la nappe phréatique

➤ Contraintes initiales

Génération du champ de contraintes initiales dû au poids des terres se fait par la fixation d'une valeur particulière du coefficient du poids des terres au repos  $K_0$  ( $K_0=1-\sin\phi$ ), et puis activé le poids du sol intégralement (Figure VI.6).

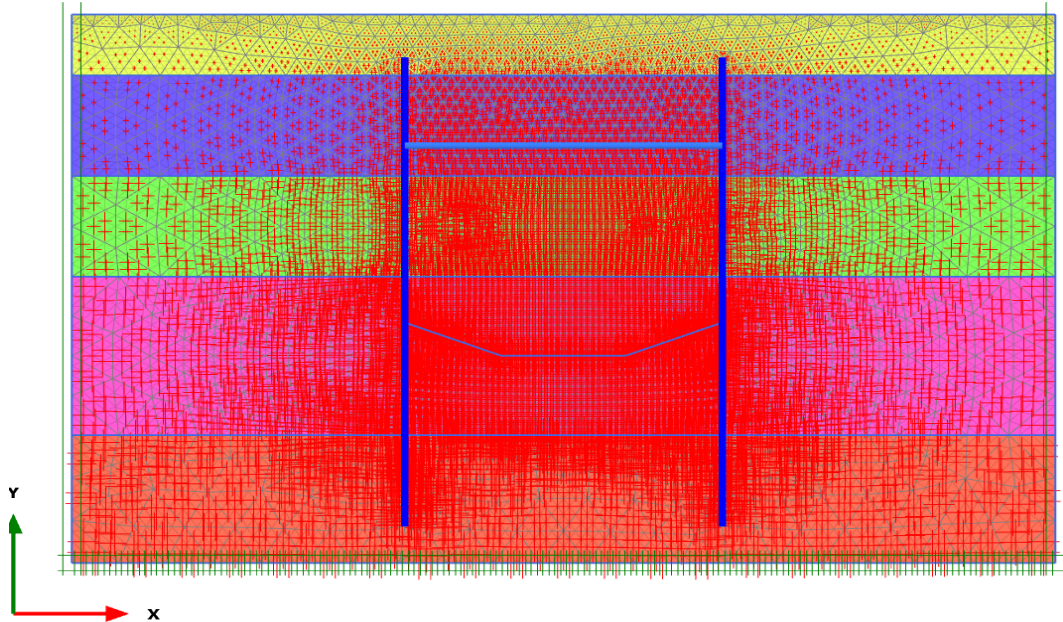


Figure VI.6. Générations des contraintes

### VI.2.5. Phasage de modélisation numérique

Le phasage exécutif adopté dans les calculs numériques a essayé de reproduire le plus fidèlement possible les diverses étapes du processus constructif que nous proposons de mettre en œuvre. Le phasage admis est ainsi le suivant :

Phase initiale : génération de l'état de contrainte initial au travers de l'application de  $K_0$  pour une situation à long terme ;

Phase I : application d'une charge de 55.56 KPa dans la surface et exécution des parois moulées ;

Phase II : activation des parois moulées ;

Phase III : excavation, jusqu'au niveau de haut des parois moulées ;

Phase IV : activation de la dalle inférieure ;

Phase V : activation de la dalle supérieure ;

Phase VI : remblai sur la dalle supérieure.

### V.3. Partie B : résultats et interprétations

#### V.3.1. Analyse du comportement dynamique de la station

Les ouvrages souterrains ont été pendant longtemps réputés peu sensibles aux séismes, car l'amplitude des mouvements et des accélérations sont plus faibles en profondeur qu'en surface.

##### A. Caractéristique de la secousse sismique

La figure VI.7 présente l'accélérogramme du séisme de Boumerdes dans lequel on suppose que la station est sollicitée avec le séisme.

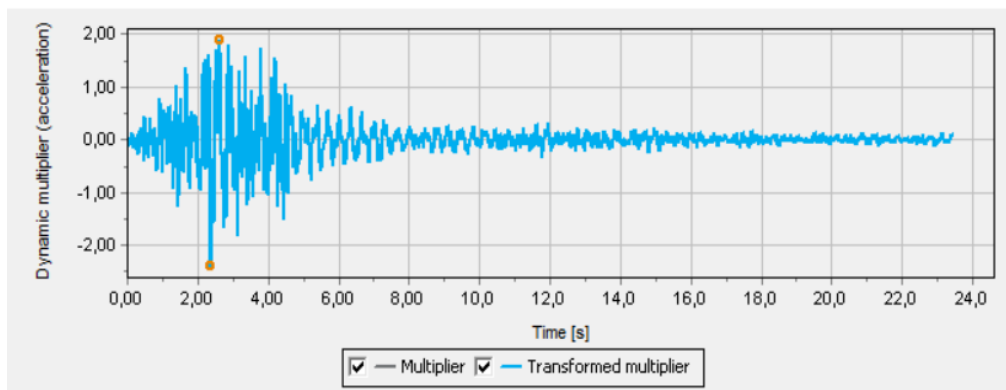


Figure VI.7. Accélérogramme utilisé dans les calculs

##### B. Paramètres dynamique

L'effet dynamique sur le comportement de la station est considéré via le tremblement de terre qui a frappé le 21 Mai 2003 la ville de Zemmouri dans la région de Boumerdes située à 70 km environ à l'est de la capitale Alger.

Selon le centre de Génie Sismique d'Alger-Algerie, les caractéristiques de ce tremblement de terre enregistré par la station de Dar El Beida-Alger sont :

- magnitude : 6,8 ;
- accélération maximale ; 556,79 cm / s<sup>2</sup>

Le tremblement de terre est modélisé par un déplacement imposé appliquée à la base du modèle dans le sens horizontal.

##### C. Position des points et des profils

Afin de présenter les résultats de la modélisation, nous avons choisi deux profils verticaux (1,2), deux profils horizontaux (A, B) et un ensemble de points aux voisinages des parois moulées (Figure VI.8 et tableau VI.4), dans le but de visualiser les tassements, autour de la station, horizontalement et verticalement.

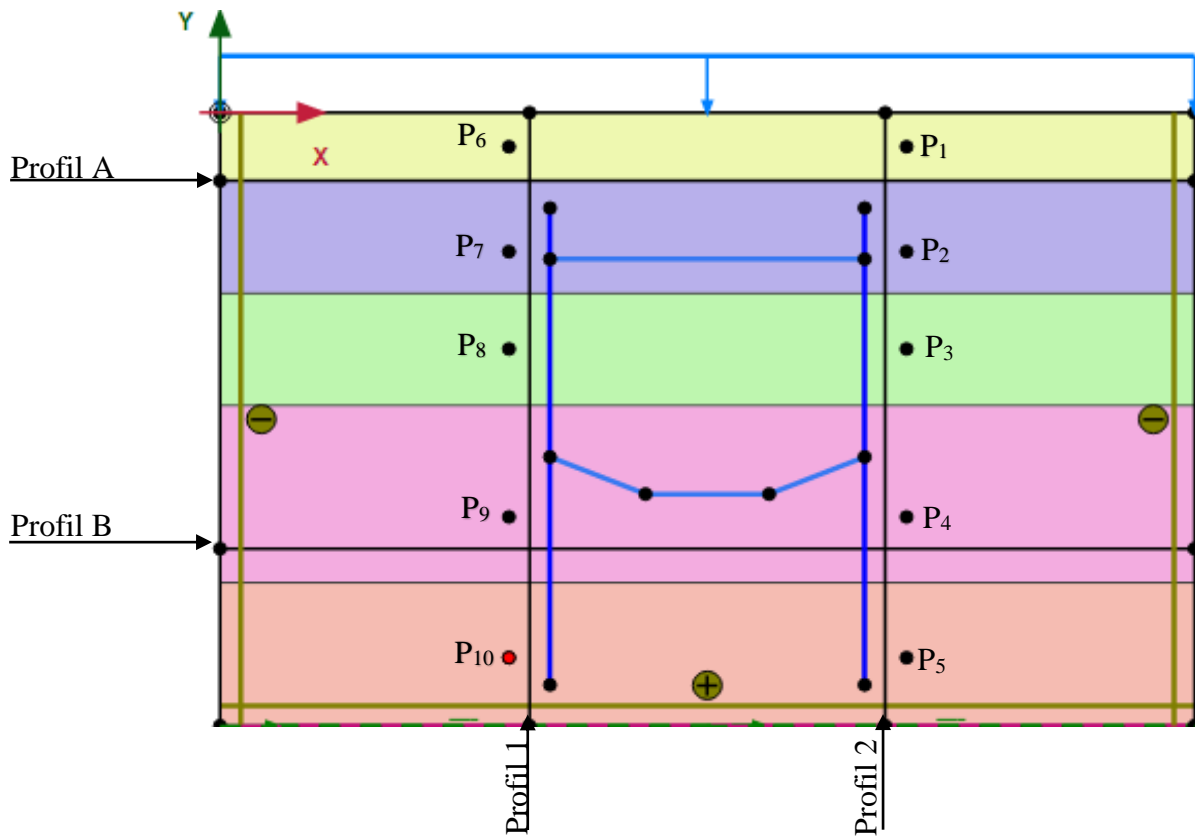


Figure VI.8. Position des profils et les points d'études

Les profondeurs des points sont récapitulées dans le tableau VI.3 suivant.

Tableau VI.3. Profondeur de l'ensemble des point

Points	Profondeur (m)
1 et 6	2.5
2 et 7	10.20
3 et 8	17.34
4 et 9	29.67
5 et 10	34.5

#### D. Evolution des tassements selon l'ensemble des points

La figure VI.9 représente l'évolution des tassements sur les points (1,2,3,4,5) en fonction du temps dynamique, au voisinage de la paroi moulée (côté droit).

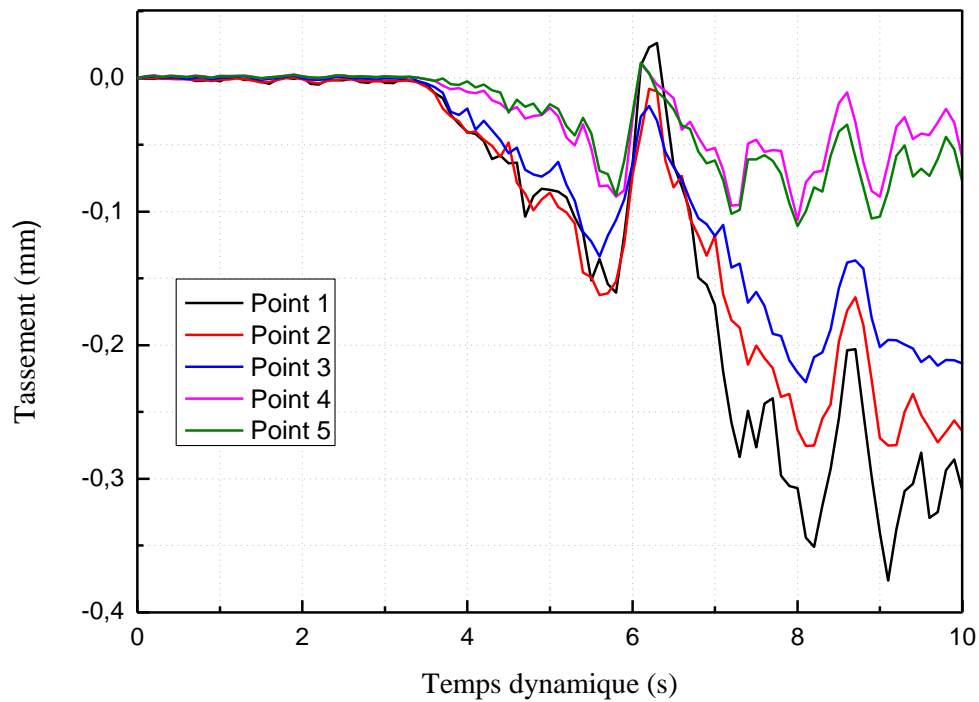


Figure VI.9. Évolution des tassements aux point (1,2,3,4,5)

Les tassements maximums sont récapitulées dans le tableau VI.4 suivant

Tableau VI.4. Tassement max selon les point (1,2,3,4,5)

Points	Tassement max( mm)
Point 1	-0,376
Point 2	-0,275
Point 3	-0,228
Point 4	-0,106
Point 5	-0,111

A une profondeur de 2.5 m les tassements ont atteint une valeur maximale de -0,376 mm, comme le montre la figure VI.9 et le tableau VI.4, les tassements sont plus importants à la surface qu'à profondeur, ce qui justifie que les séismes ont un effet dévastateur en surface.

La figure VI.10 représente l'évolution des tassements sur les points (6,7,8,9,10) en fonction du temps dynamique, au voisinage de la paroi moulée (côté gauche).

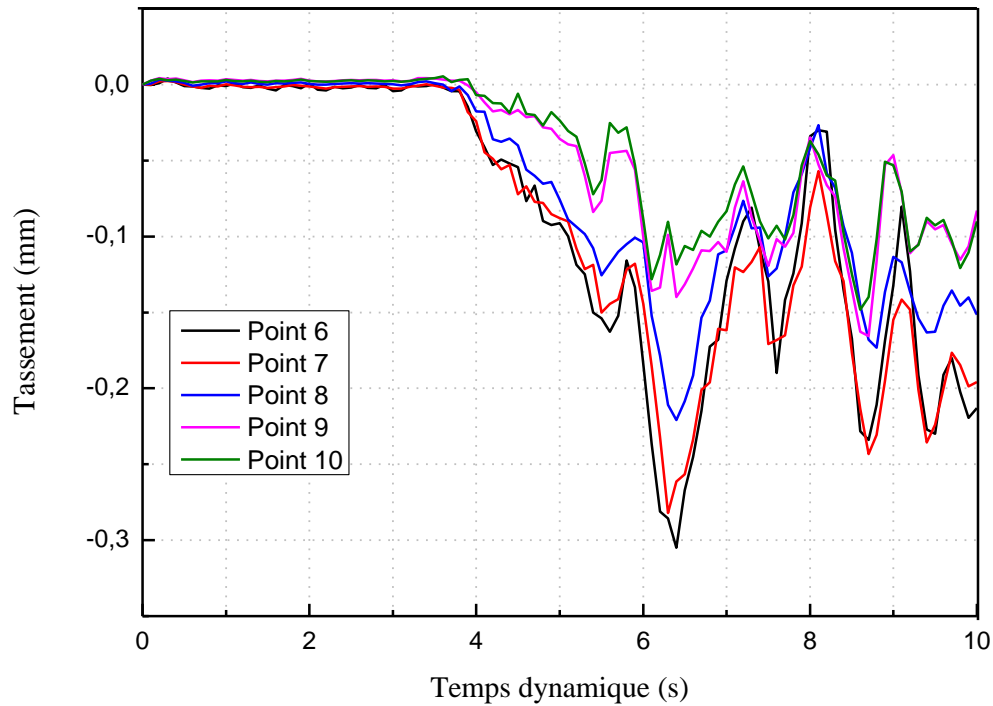


Figure VI.10. Evolution des tassements au point (6,7,8,9,10)

Les tassements maximums sont récapitulés dans le tableau VI.5 suivant

Tableau VI.5. Tassement du sol selon les points (6,7,8,9,10)

Point	Tassement ( mm)
Point 6	-0,286
Point 7	-0,232
Point 8	-0,221
Point 9	-0,166
Point 10	-0,148

A une profondeur de 2.5 m les tassements ont atteint une valeur maximale de -0,286 mm (Tableau VI.5).

### E. Evolution des tassements sur le profil horizontal A

La figure VI.11 représente l'évolution des tassements sur le profil horizontal A, à une profondeur de 5 m.

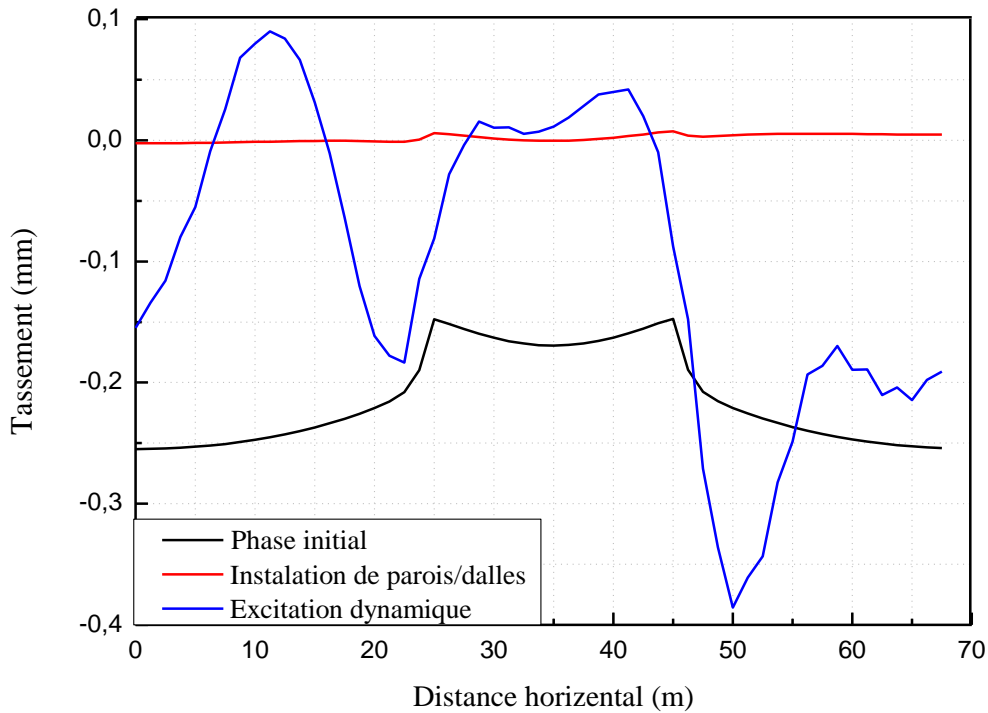


Figure VI.11. Evolution des tassements selon le profil horizontal A (Y = -5 m)

Les tassements maximums sont récapitulées dans le tableau VI.6 suivant

Tableau VI.6. Tassements du sol selon le profil horizontal A

Profil A	Distance (m)	Tassement (mm)
Phase initial	X = 26.063 et X = 43.943	-0.153
Installation de parois/dalles	X = 45.224	0.0068
Excitation dynamique	X = 50.22	-0.345
	X = 9.73	0.093

Le tassement max enregistrés à la phase initial selon le profil A est de -0.153 mm à une distance horizontale 26.063 m, et le même tassement est obtenu à une distance de 43.943 m, soit au-dessus des parois moulées. La phase d’installations des parois/dalles enregistre un tassement 0.0068 mm à une distance horizontale 45.224 m, par contre la phase d’excitation dynamique le tassement max obtenu et de -0.345 mm à une distance 50.22 m et 0.093 a une distance 9.73 m (Tableau VI.6).

**F. Evolution des tassements surs le profil horizontal B**

La figure VI.12 représente l’évolution des tassements sur le profil B, à une profondeur de 32 m.

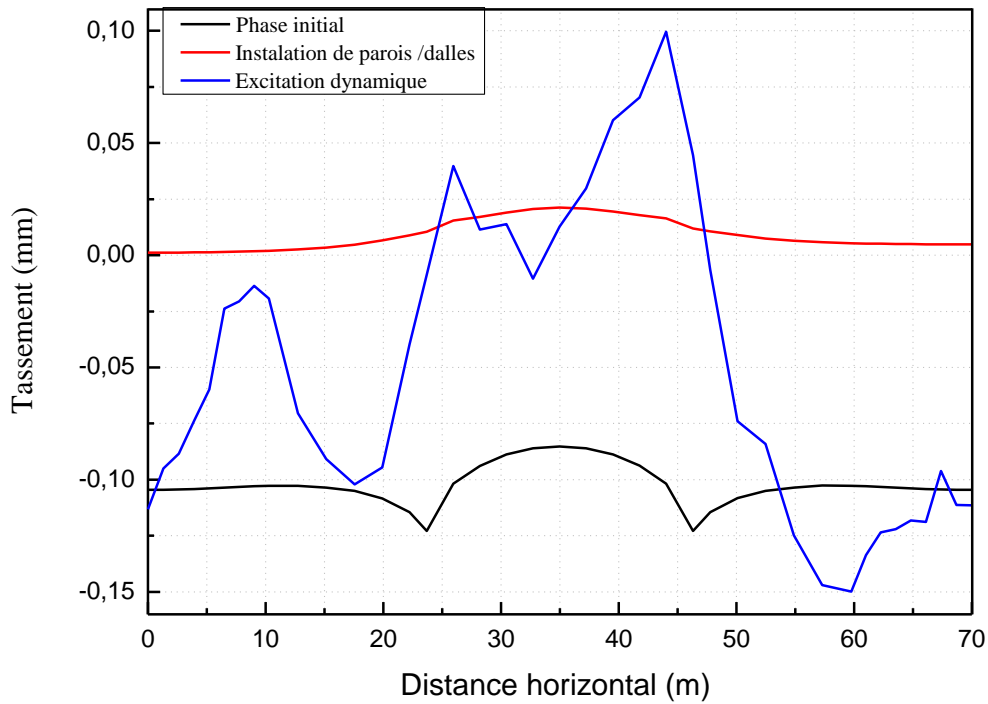


Figure VI.12. Evolution des tassements selon le profil horizontal B (Y = -32 m)  
 Les tassements maximums sont récapitulées dans le tableau VI.7 suivant

Tableau VI.7. Tassement du sol selon le profil horizontal B

Profil B	Distance (m)	Tassement(mm)
Phase initial	X = 23.282 et X = 46.411	-0.123
	X = 35	-0.085
Installations des parois/dalles	X = 34.923	0.021
Excitation dynamique	X = 44.344	0.102
	X = 59.354	-0.148

Le tassement enregistré à la phase initial selon le profil B est de -0.123 m m à une distance horizontal 23.282 m et le même tassement est obtenue à une distance de 46.411 m, la phase d’installations des parois/dalles enregistre un tassement -0.021 mm à une distance horizontal 34.923 m, par contre la phase d’excitation dynamique le tassement max obtenu et de 0.148 mm à une distance 59.354 m. (Tableau VI.7)

Le tassement maximal selon les deux profil horizontal (A, B) est -0.345 mm.

**G. Evolution des tassements surs le profil vertical 1**

La figure VI.13 représente l’évolution des tassements sur le profil vertical 1, à une profondeur de 45 m.

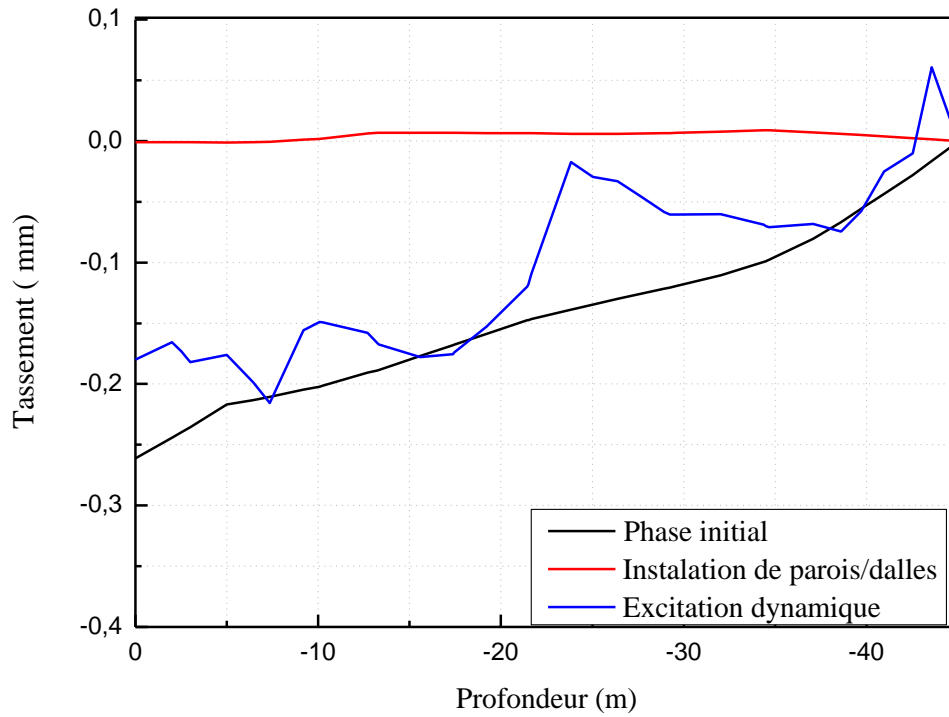


Figure VI.13. Evolution des tassements selon le profil vertical 1

Les tassements maximums sont récapitulées dans le tableau VI.8 suivant

Tableau VI.8. Tassement du sol selon le profil vertical 1

Profil 1	Profondeur (m)	Tassement (mm)
Phase initial	H = 45	0.0011
	H = 0	-0.258
Installation de parois/dalles	H = 34.457	0.011
	H = 45	0.0011
Excitation dynamique	H = 45	0.135
	H = 0	-0.241

Le tassement max enregistré à la phase initial selon le profil 1 est de 0.0011 mm à une profondeur 45 m et -0.258 mm à la surface, La phase d’installations des parois/dalles enregistre un tassement -0.011 mm à une profondeur 34.457 m et de 0.0011 mm a une profondeur 45 m, par contre la phase d’excitation dynamique le tassement obtenu et de 0.135 mm à une profondeur 45 m et -0.241 mm à la surface (Tableau VI.8).

### H. Evolution des tassements surs le profil vertical 2

La figure VI.14 représente l’évolution des tassements sur le profil vertical 2, à une profondeur de 45 m.

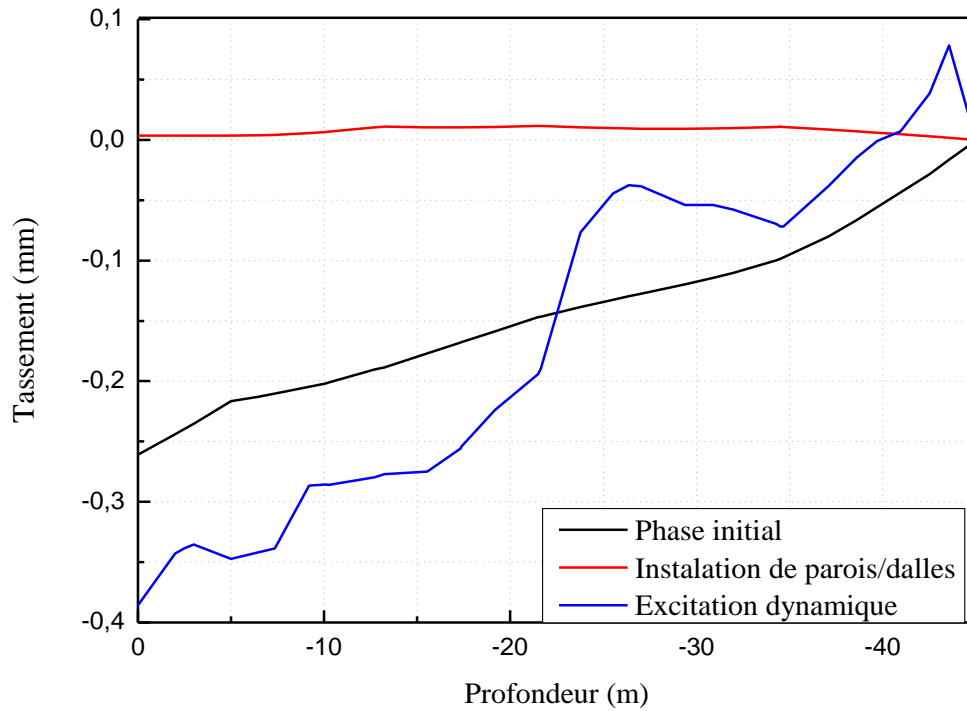


Figure VI.14. Evolution des tassements selon le profil vertical 2

Les tassements maximums sont récapitulées dans le tableau VI.9 suivant

Tableau VI.9. Tassement du sol selon le profil vertical 2

Profil 2	Profondeur (m)	Tassement (mm)
Phase initial	h = 45	0.0079
	h = 0	-0.259
Installation de parois/dalles	h = 13.261	0.014
	h = 45	0.0079
Excitation dynamique	h = 45	0.113
	h = 0	-0.320

Le tassement enregistré à la phase initial selon le profil 2 est de 0.0079 mm à une profondeur 45 m et -0.259 mm à la surface, La phase d’installations des parois/dalles enregistre un tassement -0.014 mm à une profondeur 13.261 m et de 0.0079 mm a une profondeur 45 m, par contre la phase d’excitation dynamique le tassement max obtenu et de 0.113 mm à une profondeur 45 m et -0.320 mm a la surface (Tableau VI.9).

Le tassement maximal selon les deux profils horizontaux (1, 2) est -0.320 mm.

# **Conclusion générale**

Ce mémoire a été entrepris dans le but d'approfondir nos connaissances relatives aux excavations souterraines et leur effet sur les ouvrages en surface.

L'estimation des mouvements de terrains dus aux excavations peut être effectuée par la méthode des éléments finis.

L'étude bibliographique a mis en évidence les différentes techniques de creusements ainsi que le comportement des différents ouvrages souterrains à travers le monde.

Nous avons établi un modèle de référence pour la station Aéroport située sur le côté Ouest du parking Houari Boumediene en utilisant le logiciel Plaxis 2D. Nous avons utilisé le modèle Mohr-Colomb pour modéliser le comportement du sol.

Les résultats obtenus après la modélisation montrent que :

Le tassement maximal obtenu lors l'excitation dynamique appliquée sur le sol selon l'ensemble des points est de -0.376 mm.

Le tassement maximal obtenu lors l'excitation dynamique appliquée sur le sol selon le profil A et localiser à la phase finale est de -0.345 mm.

Le tassement maximal obtenu lors l'excitation dynamique appliquée sur le sol selon le profil B et localiser à la phase finale est de -1.48 mm.

Le tassement maximal obtenu lors l'excitation dynamique appliquée sur le sol selon le profil 1 et localiser à la phase initiale est de -0.258 mm.

Le tassement maximal obtenu lors l'excitation dynamique appliquée sur le sol selon le profil 2 et localiser à la phase finale est de -0.320 mm.

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

# **Références bibliographiques**

- AFTES group de travail n° 7, “recommandations relatives à la méthode convergence-confinement”, tunnels et ouvrages souterrains, n° 170, mars/avril, pp. 79 – 89, 2002.
- AFTES.GT14 catalogue des désordres en ouvrages souterrains. Exploitation et réhabilitation des tunnels. 191. hs3. (2005)
- AZADI, M., MIR MOHAMMAD HOSSEINI, S., (2010): analyses of the effect of seismic behavior of shallow tunnels in liquefiable grounds. tunnelling and underground space technology, vol. 25 (5), pp. 543-552.
- AZADI, M., MIR MOHAMMAD HOSSEINI, S., (2010): the uplifting behavior of shallow tunnels within the liquefiable soils under cyclic loadings. tunnelling and underground space technology, vol. 25 (2), pp. 158-167.
- AMOROSI, A., BOLDINI, D., (2009): numerical modelling of the transverse dynamic behaviour of circular tunnels in clayey soils. soil dynamics and earthquake engineering, pp.10591072.
- BERKAN A, comportement des tunnels lors du creusement en zone instable. Thèse de doctorat, 2020, université Batna 2 mostfa-ben boulaïd, faculté de technologie, algérie. 39 et 72p.
- BENHAMMOU A., ZIRAR A., simulation numérique de l’influence du creusement des ouvrages souterrains en milieu urbain. Thèse de master, 2019, université abou bekr belkaid, faculté de technologie, algérie, 99p.
- BOUSBIHA N., (2016) interaction entre les ouvrages souterrains. Thèses de doctorats, université de 20 aout 1955 skikda, faculté de technologie, Algérie. 172p.
- BRINKGREAVE R., 2003. plaxis version 8. manuel de référence. plaxis b.v. p.o. box 572. éd. pays-bas : delft
- BOBET, A., (2003): effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading. tunnelling and underground space technology, vol. 18, pp. 377-393.
- CENTRE DES ETUDES DES TUNNELS (CETU)., dossier pilote des tunnels génie civil. section 2 : géologie – hydrogéologie, 1998a. section 3 : conception et dimensionnement, 1998b. section 4 : procédés de creusement et de soutènement 1998c. section 5 : étanchement et revêtement, 1998d.
- CHOU, H., YANG, C., HSEIH, B., CHANG, S., (2001): a study of liquefaction related damages on shield tunnels. tunnelling and underground space technology, vol. 16 (3), pp. 185-193.

- CHOU, J., KUTTER, B., TRAVASAROU, T., CHACKO, J., (2011) : centrifuge modeling of seismically induced uplift for the bart transbay tube. *geotech geoenviron eng*, vol. 137, pp. 754-765.
- CLOUTEAU, D., AUBRY, D., (2001): modifications of the ground motion in dense urban areas.
- DE COSTER B., POTAMIANOS K., GATHON R., HOUAISS F., (2012) techniques de construction de tunnels en milieu urbain. u.l.b, faculté des sciences appliquées.
- DELACOURT, C., RAUCOULES, D., LE MOUELIC, S., CARNEC, C., FEURER, D., ALLEMAND, P., & CRUCHET, M., (2009) : observation of a large landslide on la reunion island using differential sar interferometry (jers and radarsat) and correlation of optical (spot5 and aerial) images. *sensors*, 9(1), 616–630.
- DE LA FUENTE MATA M., Tunneling under squeezing conditions : Effect of the excavation method. Thèse de doctorat, 2018, Université Paris Est, France.
- DIAS, D., (1999) : renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage. Etude numérique et application à un cas réel en site urbain. Thèse de doctorat, Institute National des Science Appliquées de Lyon, Lyon.
- DOLZHENKO, N., étude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel, développement d'une loi de comportement spécifique. these de doctorat, 2002, insa lyon, france, 301p.
- DOCUMENT N ° : L1B1-GCG-COSM28-3010-A2-13-001-A (entreprise métro d'alger).
- DOCUMENT N ° : L1B1-GCG-COSM28-3000-A2-17-001-B (entreprise métro d'alger).
- EBERHARDT, E., (2001): Numerical modelling of three-dimension stress rotation ahead of an advancing tunnel face. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, vol. 38, pp. 499–518
- FRANZIUS, J. N., POTTS, D. M., AND BURLAND, J. B., (2005): “The influence of soil anisotropy and  $K_0$  on ground surface movements resulting from tunnel excavation”. *Géotechnique*, 55(3), 189–199.
- GRASSO, P., CHIRIOTTI, E., & XU, S., (2004): risk control, an essential approach in the development of tunnel studies in difficult terrain. *french review of geotechnics*, 109, 3–21.

- GUIDE DE L'INSPECTION DU GENIE CIVIL DES TUNNELS ROUTIERS- LIVRE 1-  
CETU (2015)
- GOEL, S, SINGH, D., (2016) Epidemiology of Road Traffic Accident Deaths in Children in  
Chandigarh Zone of North West India. Egyptian Journal of Forensic Sciences, 6, 255-260
- HASHASH, Y.M., HOOK, J., SCHMIDT, B., YAO, J.-C., (2001): seismic design and analysis  
of underground structures. tunnelling and underground space technology, vol. 16, pp.  
247293.
- HOWARD, D. F. AND LAYFIELD, P., tyne and wear metro: concept.
- IDRIS, j., (2007): geotechnical accidents in tunnels and underground structures-analytical  
methods for feedback and numerical modeling. geo-mechanical environmental laboratory  
and mining works-school in nancy, national polytechnic institute of lorraine, nancy  
university.
- KASPER, T., MESCHKE, G., (2004): A 3D finite element simulation model for TBM tunneling  
in soft ground. International Journal for Numerical and Analytical Methods in  
Geomechanics, vol.28, pp. 1441-1460.
- KHOSHNOUDIAN, F., (1999) : etude du comportement des tunnels sous chargement  
sismique. laboratoire de mécanique de lille, département sols-structures.
- KHAM, M., SEMBLAT, J.-F., KUROSE, A., XIAO, H., DANGLA, P., (2001) : analyse de  
l'interaction onde sismique/cavité souterraine : approches analytique et numérique.  
15eme congrès français de mécanique. nancy : laboratoire central des pont et chaussées.
- KHOSHNOUDIAN, F., (1999) : etude du comportement des tunnels sous chargement  
sismique. laboratoire de mécanique de lille, département sols-structures.
- KHOSHNOUDIAN, F., SHAHROUR, I., (2002): numerical analysis of the seismic behaviour  
of tunnels constructed in liquefiable soils. soils foundations, vol. 42 (6), pp. 1-8
- LAHMADI A., étude paramétrique de l'interaction entre ouvrages : tunnel – bâtiment–  
excavation. Thèse de magistère, 2006, université el hadj lakhdar batna, algérie, 119p.
- LAMRI I., 2008. etude du comportement d'un sol cohérent sous chargement mon tonique et  
cyclique, skikda : université 20 aout 1955
- LIU, H., SONG, E., (2005): seismic response of large underground structures in liquefiable  
soils subjected to horizontal and vertical earthquake excitations. comput geotech, vol. 32  
(4), pp. 223-244.

- LIU, H., SONG, E., (2006): working mechanism of cutoff walls in reducing uplift of large underground structures induced by soil liquefaction. *comput geotech*, vol. 33 (4-5), pp. 209221
- LEITNER, A., (2001): the fire catastrophe in the tauern tunnel: experience and conclusions for the austrian guidelines. *tunnelling and underground space technology*, 16(3), 217–223.
- LEVASSEUR, S .,(2007) analyse inverse en géotechnique : développement d'une méthode à base d'algorithmes génétiques. thèse de doctorat, université joseph fourier – grenoble i.
- LI, YUE, AND CHEN., (2010) : dynamic response of utility tunnel during the passage of rayleigh waves, the seismological society of china and springer-verlag berlin heidelberg, n° 23, pp. 13–24.
- MARTIN F., (2007) Apport des lois d'endommagement continues pour la conception des ouvrages souterrains et la hiérarchisation des comportements rocheux. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, France.
- MARTIN F., (2012) Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. Bonnard et Gardel Ingénieurs Conseil, ENS Cachan, Paris, France.
- MECHANISMS of the cardiovascular and haemodynamic alterations induced by scorpion venom in rats. *fundam clin pharmacol* 2000;14(4):351—61
- MESTAT, PH. ouvrage en interaction. paris : hermes, 1999, 934p. isbn 2746200481.measured kinematic field in the biaxial shear of granular materials. *computers and geotechnics*, 1997, vol. 20, n° 3-4, pp 267-285
- MÖLLER, S., (2006): Tunnel induced settlements and structural forces in linings.Thesis, Institut für Geotechnik, Stuttgart.
- MURAT KARAKUS., (2007) aydin ozsan, hakan basarir ,“finite element analysis for the twin metro tunnel constructed in ankara clay, turkey”, *bull eng geol environ* ,66, 71-79.
- PARK, K.H., TANTAYOPIN, K., TONTAVANICH. B., OWATSIRIWONG, A., (2009): analytical solution for seismic-induced ovaling of circular tunnel lining under no-slip interface conditions: a revisit. *tunnelling and underground space technology*. volume 24 (2), pp. 231–235.
- PENZIEN, J., (2000):“seismically induced racking of tunnel linings”, *international journal of earthquake engineering & structural dynamics*, vol.29, pp 683-691.

- PURWODIHARDJO A., (2004) Modélisation des déformations différées lors du creusement des tunnels. Thèse de doctorat, Ecole Centrale De Lyon, France.
- SLITEEN, I., (2013): modélisation tridimensionnelle du comportement sismique des tunnels en terrain meuble, thèse de doctorat, laboratoire génie civil et géo-environnement, école doctorale sciences pour l'ingénieur, université lille1 sciences et technologies
- SHAHROUR, I., KHOSHNOUDIAN, F., SADEK, M., MROUEH, H., (2010): elastoplastic analysis of the seismic response of tunnels in soft soils. tunnelling and underground space technology, vol. 25, pp. 478-482.
- TAYLOR, P., IBRAHIM, H., YANG, D., (2005): seismic retrofit of george massey tunnel. earthquake structure dynamic, vol. 34, pp. 519-542.
- VALSOV S.N., MAKOVISKI L.V., MERKIN V.E., 2001: accidents in transportations and subway tunnels : construction to operation. elex-km,moscow, russia, 198 pages.
- WANG A, ET AL., (2002) requirement of hos2 histone deacetylase for gene activity in yeast
- YANG, D., NAESGAARD, E., BYRNE, P., ADALIER, K., ABDOUN, T., (2004): numerical model verification and calibration of george massey tunnel using centrifuge models. can geotech, vol. 41, pp. 921-942.
- YOSHIDA N., NAKAMURA S. IWAFUJI M. AND YOSHIMURA H. (1996): "Survey and restoration of the Daikai subway station damaged during the 1995 Hyogoken nanbu earthquake", Tunnels et Ouvrages Souterrains, No138, pp. 363-371.