

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.

Option : Géotechnique et Environnement.

Présenté par :
AKKOUCHE Brahim.

THEME

*Etude Numérique du comportement
Sol-Tunnel de Thénia.*

Devant le jury d'examen :

M^{elle} LOUADJ Samia. Maitre de conférences à l'UMMTO..... Présidente.

M^{me} BAIDI Fawzia. Maitre assistance à l'UMMTO..... Examinatrice.

M^{elle} BELHASSANI Ouarda. Maitre assistance à l'UMMTO..... Promotrice.

REMERCIEMENTS

Ce projet a été réalisé au Laboratoire de Recherche Géomatériaux, Environnement et Aménagement (L.G.E.A) du département de Génie Civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Je remercie tout d'abord les membres du jury qui me font grand honneur d'examiner ce travail. Je les prie de croire à ma respectueuse reconnaissance.

J'exprime toute ma profonde gratitude et mes remerciements à ma promotrice Mademoiselle BELHASSANI Ouarda, Maître assistante et enseignante à l'UMMTO, pour avoir assuré l'encadrement scientifique de mes travaux.

Je tiens enfin à remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

C'est avec profonde gratitude et sincères mots

*que je dédie ce modeste travail de fin d'étude à mes chers
parents*

*qui on sacrifié leur vie pour ma réussite ils mon éclairé le
chemin*

par leurs conseils judicieux

j'espère qu'un jour

*Je pourrais leurs rendre un peu de ce qu'ils ont fait pour
moi.*

Que Dieu leur prête bonheur et long vie.

Je dédie aussi ce travail à mes frères Rezki et Karim.

Toute ma famille.

Tous mes amis.

Résumé

Les ouvrages souterrains routiers ou ferroviaires sont des structures essentielles pour un pays, car est un moyen de transport (voyageurs ou marchandises) beaucoup plus rapide, leur réalisation nécessite une bonne reconnaissance du site et une bonne prévision de comportement.

Pour ce la, des modélisations avec la méthode numérique sont nécessaire pour mieux cerner le problème.

L'utilisation de ces méthodes nous permet d'étudier le comportement du sol vis-à-vis aux différents paramètres introduit dans ce dernier et les charges appliqués.

La modélisation de se tunnel a montré l'évolution des déformations, qui nous a poussé à conforter avec des pieux et les clous, qui s'avère une bonne solution pour augmenter la stabilité du tunnel.

Mots clés : ouvrages souterrains, Pressiomètre, Renforcement, Modélisation, FLAC^{2D}.

Abstract

Road or rail underground structures are structures essential for a country, as is a means of transport (passenger or cargo) much faster, their realization requires a good reconnaissance of the site and good prediction of behavior.

In the, modeling with the numerical method needed to better understand the problem.

Using these methods allows us to study the behavior vis-à-vis the ground deferent parameters inserted therein and the charges applied.

Modeling to tunnel showed the evolution of deformation, which prompted us to consolidate with stakes and nails, which prove a good solution for increasing the stability of the tunnel.

Keywords: underground structures, Pressuremeter, Strengthening, Modeling, FLAC2D.

SOMMAIRE

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale..... (01)

Chapitre I : Généralités sur les constructions des tunnels

I.1. Introduction..... (02)

I.2. Etapes d'investigation et de caractérisation..... (02)

I.2.1. Essai d'investigation in situ..... (04)

I.2.2. Essai de laboratoire..... (05)

I.2.1. Usages des galeries de reconnaissance..... (06)

I.2.2. Objectif des galeries..... (06)

➤ Contribution directe à la construction.....(06)

➤ Facilitation de l'exécution.....(07)

➤ Information sur les terrains traversés.....(07)

➤ Amélioration des conditions de passation de marché des travaux.....(07)

I.3. Réalisation..... (07)

I.3.1. Technique de creusement.....(07)

I.3.2. Reconnaissance spécifiques a la mécanisation de l'excavation.....(07)

I.3.2.1. Essais de résistance.....(08)

I.3.2.2. Détermination des discontinuités.....(08)

I.4. Méthodes de creusement.....(09)

I.4.1. La méthode d'excavation par section (séquentielle).....(09)

➤ Le creusement à pleine section.....(09)

➤ Le creusement en demi-section.....(09)

➤ Le creusement en section divisée.....(09)

I.4.1.A. Creusement à l'explosif.....(09)

I.4.2. Creusement mécanisé.....(10)

I.4.2.A. Creusement au tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM).....(11)

I.4.2.B. Creusement a attaque ponctuelle.....(12)

I.5. Les mouvements de sol dû au creusement d'un tunnel.....(13)

I.5.1. Description générale des mouvements de sol.....(13)

I.5.2. Calcul des tassements.....(14)

I.6. Soutènements est revêtements.....	(16)
I.6.1 Soutènement.....	(17)
I.6.1.1. Les différents types de soutènement.....	(17)
I.6.1.1.1. Les soutènements agissent par supportage.....	(17)
I.6.1.1.1.A. Cintres.....	(17)
I.6.1.1.1.A.1. Les cintres métalliques lourds.....	(18)
I.6.1.1.1.A.2. Les cintres métalliques légers et coulissants.....	(18)
I.6.1.1.1.B. Tubes perforés.....	(19)
I.6.1.1.2. Les soutènements agissent à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant.....	(20)
I.6.1.1.2.A. Boulons a ancrage ponctuel.....	(20)
I.6.1.1.2.B. Boulons a ancrage répartie.....	(21)
I.6.1.1.2.C. Barres foncées dans le terrain.....	(21)
I.6.1.1.3. Les soutènements agissent par confinement du terrain encaissant.....	(22)
I.6.1.1.3.A. Béton projeté.....	(22)
I.6.1.1.4. Les soutènements agissent par consolidation du terrain et modification de ces caractéristiques géotechnique ou hydrologique.....	(22)
I.6.1.2. Choix d'un mode de soutènement.....	(23)
I.6.2. Revêtement.....	(23)
I.6.2.1. Les différents types de revêtement.....	(23)
I.6.2.1.A. Revêtement on béton coffré non armé.....	(23)
I.6.2.1.B. Revêtement on béton coffré armé.....	(24)
I.6.2.1.C. Revêtement on béton projeté.....	(24)
I.6.2.1.D. Revêtement on voussoirs préfabriqués.....	(24)
I.7. Etanchéité des tunnels.....	(25)
I.7.1. Les raisons de l'étanchéité.....	(26)
I.7.2. Choix du système d'étanchéité.....	(26)
I.7.3. Type de produit d'étanchéité.....	(26)
I.7.4. Choix des solutions.....	(27)
I.8. Conclusion.....	(27)

Chapitre III : Présentation de l'Outil Numérique

III.1 Introduction.....	(28)
III.2. Présentation de la méthode des différences finis.....	(29)
III.3. Présentation du logiciel FLAC	(29)
III.3.1. Ecriture d'un fichier FLAC	(30)

III.3.3. Modèles de comportement pour les sols	(33)
III.3.3.1. Elasticité	(33)
III.3.3.1.1. Elasticité linéaire isotrope.....	(33)
III.3.3.2. Elastoplasticité de Mohr-Coulomb.....	(34)
III.3.3.2.1. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb	(35)
III.3.3.2.2. La loi d'écoulement de Mohr-Coulomb.....	(36)
III.4. Conclusion.....	(37)

Chapitre III : Présentation du site l'implantation et du projet

III.1. Introduction.....	(38)
III.2. Aperçu géologique générale de la wilaya de Boumerdès.....	(38)
III.2.1. Le primaire.....	(39)
III.2.2. Le tertiaire.....	(39)
III.2.3. Le quaternaire.....	(40)
III.3. Aperçu tectonique.....	(40)
III.4. Aperçu sismique.....	(41)
III.5. Aperçus hydrogéologique.....	(42)
III.6. Aperçu géotechnique.....	(43)
III.7. présentation du projet.....	(43)
III.8. Données géologique, géotechnique et hydrogéologique au droit de l'ouvrage.....	(44)
III.8.1. Exploitation des résultats.....	(45)
➤ Essai in situ.....	(45)
➤ Essai da laboratoire.....	(48)
➤ Nappe phréatique.....	(48)
➤ Caractéristique géotechnique.....	(48)
III.9. Conception de la structure.....	(49)
III.9.1. Tranchée couverte.....	(49)
III.9.2. Renforcement.....	(51)
III.9.3. Etanchéité et système de drainage.....	(52)
III.10. Conclusion.....	(52)

Chapitre IV : Modélisation Numérique du « sol-tunnel » avec renforcement.

IV.1. Introduction.....	(53)
IV.2. Simulation du modèle (sol-structure).....	(53)
IV.2.1. Présentation du problème.....	(53)
IV.2.2. Le maillage.....	(53)
IV.2.2.1. Condition aux limites.....	(53)
IV.2.2.2. Condition initiales.....	(54)
IV.2.3. Modèle de comportement.....	(54)
IV.3. Modélisation du comportement du avant l'excavation.....	(55)
IV.3.I. Interprétation.....	(59)
IV.4. Modélisation du comportement du sol avec tunnel.....	(59)
IV.4.1. Interprétation.....	(68)
IV.5. Modélisation du comportement du sol avec tunnel et renforcement.....	(68)
IV.5.1. Interprétation.....	(77)
IV.6. Interprétation générale.....	(77)
IV.5. Conclusion.....	(78)
Conclusion générale.....	(79)

Bibliographie.

Annexe.

Liste des figures

Chapitre I : Généralités et règles de constructions des tunnels.

Figure I.1 : Coupe longitudinale du tracé d'un tunnel.

Figure I.2 : Une galerie de reconnaissance.

Figure I.3 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.

Figure I.4 : Perforatrice Beaumont construite en 1882, pour la tentative du percement du tunnel sous la manche (extrait de l'ouvrage AFTES 2000).

Figure I.5 : Tunnelier à bouclier.

Figure I.6 : Machines à attaque ponctuelle (Extrait de la brochure de Wirth).

Figure I.7 : Cuvette de tassement 3D. (Clough et Schmidt, 1981).

Figure I.8 : Allure générale de la cuvette de tassement (Clough et Schmidt, 1981).

Figure I.9 : Estimation des paramètres S_{max} et i (Peck, 1969).

Figure I.10 : Cintres lourds.

Figure I.11 : Cintres légers.

Figure I.12 : Voûte parapluie en 3D.

Figure I.13 : Exemple de voûtes parapluies successives et emboîtées.

Figure I.14 : Boulons à ancrage ponctuel et boulons à ancrage réparti.

Figure I.15 : Types de soutènement et de revêtement des tunnels.

Figure I.16 : Etanchéité d'un tunnel.

Chapitre II : Présentation de l'Outil numérique.

Figure II .1 : Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC^{2D}.

Figure II .2 : Séquence de calcul générale, d'après Billiaux et Cundall (1993).

Figure II .3 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans FLAC, d'après ITASCA.

Chapitre III : Présentation du site d'implantation et du projet.

Figure.III.1. Carte de localisation des grands ensembles du nord de l'Algérie et principaux gites.

Figure.III.2. Carte géologique générale de l'Algérie.

Figure.III.3. Carte tectonique de la région d'Alger.

Figure.III.4. Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003.

Figure.III.5. Carte de zonage sismique de l'Algérie. (RPA).

Figure.III.6. Région hydrographique Algéroise. (Google earth).

Figure.III.7. Localisation de la ligne ferroviaire Thénia Tizi-Ouzou.

Figure.III.8. Localisation du projet.

Figure.III.9. Diagramme pressiométrique.

Figure.III.10. Géométrie du tunnel.

Figure.III.11. La méthode « BRUXELLOISE ».

Figure.III.12. Ouvrage construit dans une fouille avec soutènement par parois verticales.

Chapitre IV : Modalisation Numérique du Tunnel.

Figure.IV.1. fixation du profil.

Figure.IV.2. Chargement appliqué (FLAC^{2D})

Figure.IV.3. Modèle Mohr Coulomb (FLAC^{2D}).

Figure.IV.4. Vecteur déplacement du sol.

Figure.IV.5. Déplacement vertical du sol.

Figure.IV.6. Déplacement horizontal du sol

Figure.IV.7. Vecteur déplacement du sol.

Figure.IV.8. Déplacement vertical du sol.

Fig.IV.9. Déplacement horizontal du sol.

Figure.IV.10. Vecteur déplacement du sol.

Figure.IV.11. Déplacement vertical du sol.

Figure.IV.12. Déplacement horizontale du sol.

Figure.IV.13. réponse d'un accélérographe.

Figure.IV.14. Vecteur déplacement.

Figure.IV.15. Déplacement vertical.

Figure.IV.16. Déplacement horizontal.

Figure.IV.17. Déplacement vertical du sol.

Figure.IV.18. Déplacement horizontal du sol.

Figure.IV.19. Déplacement horizontal du tunnel.

Figure.IV.20. Déplacement vertical du tunnel.

Figure.IV.21. Le moment fléchissant du tunnel dû au poids du sol.

Figure.IV.22. Déplacement vertical du sol.

Figure.IV.23. Déplacement horizontale du sol.

Figure.IV.24. Déplacement du tunnel.

Figure.IV.25. Déplacement vertical du tunnel.

Figure.IV.26. Moment fléchissant dû au poids du sol.

Figure.IV.27. Déplacement vertical du sol.

Figure.IV.28. Déplacement horizontal du sol.

Figure.IV.29. Déplacement horizontal du tunnel.

Figure.IV.30. Déplacement vertical du tunnel.

Figure.IV.31. Moment fléchissant du tunnel dû au poids du sol et la charge appliqué.



Figure.IV.32. Déplacement vertical du sol.

Figure.IV.33. Déplacement horizontal du sol.

Figure.IV.34. Déplacement vertical du tunnel.

Figure.IV.35. Déplacement horizontale du tunnel.

Figure.IV.36. Moment fléchissant dû aux chargements statique et dynamique.

Figure.IV.37. Déplacement vertical du sol.

Figure.IV.38. Déplacement horizontal du sol.

Figure.IV.39. Déplacement vertical du tunnel.

Figure.IV.40. Déplacement horizontal du tunnel.

Figure.IV.41. Moment fléchissant du tunnel dû au poids du sol.

(R)

Liste des Tableaux

Chapitre I Généralités et règles de constructions des tunnels.

Tableau I .1. Essais de laboratoire appliqués aux sols et rochers.

Tableau I .2. Estimation de i à partir des relations empiriques.

Chapitre III Présentation du site d'implantation et du projet.

Tableau.III.1. Stratigraphie de la zone d'étude.

Tableau.III.2. Classification des sols selon Menard.

Tableau.III.3. Résultats d'essais d'identification et limites d'Atterberg.

Tableau.III.4. Caractéristiques géotechniques du site.

Chapitre IV Modalisation Numérique du Tunnel.

Tableau.IV.1. Résultats des déplacements du sol.

Tableau.IV.2. Propriétés mécanique de la structure.

Tableau.IV.3. Les déplacements et les moments max du sol et tunnel.

Tableau.IV.4. Propriété mécanique des éléments de renforcement.

Tableau.IV.5. Les déplacements et les moments max du sol et tunnel.

Introduction générale

Introduction générale

La réalisation d'ouvrages souterrains a connu un essor important dans les dernières décennies et la densification de l'agglomération urbaine, conduit à une demande croissante de construire des tunnels aussi bien routiers que ferroviaires.

L'un des problèmes majeurs lié à ces ouvrages est constitué par les mouvements du sol induits par les travaux surtout à faible profondeur à l'excavation. Ce problème est d'autant plus important en présence des formations géologiques très médiocres.

Les études géologiques, géotechniques et hydrogéologiques sont nécessaires pour connaître la nature du sol du site de l'implantation et le tracé du tunnel. Cependant dans une étude géotechnique la modélisation consiste une étape importante pour la qualité des analyses de prévision du comportement du sol et de tunnel.

Dans la recherche bibliographique règles et technique de construction des tunnels pour éviter tout accident d'effondrement du tunnel et du sol suite aux mouvements créés par l'excavation.

Ce travail de mémoire a pour but d'étudier numériquement le comportement « sol-tunnel » qui relie les deux villes Thénia, Tizi-Ouzou.

Aujourd'hui il existe plusieurs méthodes pour étudier cette interaction que ce soit théorique telle que la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies, ou expérimentale telle que les essais.

Le présent mémoire est composé des 4 chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à l'étude bibliographique sur les ouvrages souterrains et la procédure de la construction.
- Le second chapitre est consacré au logiciel de calcul, en l'occurrence «**FLAC^{2D}**» qui est basé sur la méthode des différences finies. C'est une méthode explicite utilisant un schéma itératif pour la résolution des équations de mouvement pour chaque élément basé sur les valeurs des sollicitations des éléments voisins. Le choix de cette méthode est motivé par la simplicité de son applicabilité pour les problèmes de géotechnique.
- Le troisième chapitre est consacré à la présentation du site à étudier de Thénia-Boumerdès.
- Le chapitre quatre consiste à l'interprétation des résultats obtenus par le logiciel **FLAC^{2D}**.

Enfin, nous terminons ce travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre recherche, et de perspective à ce travail de recherche terminant ce mémoire de Master 2.

***Chapitre I : Généralités et règles de constructions
des tunnels.***

Chapitre I : Généralités et règles de constructions des tunnels.

I.1. Introduction

Depuis que les hommes excavent et percent des galeries, les méthodes de construction ont subi des transformations radicales, principalement dans les deux domaines suivants :

- Aux tailleurs de pierre travaillant au front d'attaque des galeries minières ou des carrières avec des burins, des marteaux et des coins de bois, ont succédé dans la deuxième moitié de XIXème siècle des techniques de perforation mécanique et l'utilisation des explosifs, puis aujourd'hui des machines à forer de plus en plus performantes ;
- Les déblais, autrefois transportés à dos d'hommes, sont désormais évacués par train, camion ou bande transporteuse.

Aujourd'hui, la surface du sol dans les villes est de plus en plus encombrée et cette surface sera de plus en plus rendue aux activités ludiques. Les problèmes de circulation et d'équipements urbains peuvent être résolus par une solution souterraine (voirie souterrain, métro, réseaux divers, parking.....).

De même l'extension des voies de communications (routes, voies ferrées et navigables) et le développement des grands programmes d'équipements hydroélectrique et d'irrigation entraînent des franchissements souvent difficiles conduisant à la réalisation d'ouvrage d'art importants, comme les tunnels.

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

I.2. Etape d'investigation et de caractérisation

A cause des conséquences potentiellement risquées en cas de rupture ou d'éboulement d'un tunnel pendant ou après son excavation, qui peuvent être dues à une mauvaise connaissance des terrains, il est indispensable d'effectuer une reconnaissance géologique et géotechnique du site hôte de l'ouvrage. Suivant la nature du tunnel, cette phase d'investigation peut être poussée à la reconnaissance des bâtis ou autres ouvrages enterrés avoisinant le tunnel dans le cas où il est peu profond et situé en site urbain.

D'après l'AFTES une reconnaissance de tunnel bien conduite doit obéir aux règles suivantes :

- Les géologues et les géotechniciens chargés de l'étude doivent avoir l'expérience des travaux souterrains et une bonne connaissance de la géologie et de l'hydrogéologie de la région étudiée ; cette règle conduit dans la plupart des cas à faire intervenir, sur un même projet, des géologues ayant une bonne connaissance de la géologie régionale et des spécialistes de diverses disciplines : hydrogéologues, tectoniciens, géophysiciens, mécaniciens des sols ou des roches.
- Ils doivent avoir connaissance de toutes les contraintes liées au projet ; sujétions à imposer au tracé, marges d'implantation des têtes, environnement, présence ou projet de construction ou d'ouvrage à proximité.
- Ils doivent également être en étroite relation avec les ingénieurs en charge du projet de manière à assurer une très bonne adéquation entre les reconnaissances effectuées et les besoins des ingénieurs pour la conception de l'ouvrage : géométrie, choix des méthodes, dimensionnement du soutènement et du revêtement,...
- Des délais suffisants doivent être réservés par le maître d'œuvre à chaque phase de la procédure, de manière à ce que les reconnaissances nécessaires à chaque phase puissent être réalisées en totalité. Il faut souligner que, dans certains cas, ces délais peuvent être très longs comme pour une galerie de reconnaissance.

Il est nécessaire lors de la conception du tunnel, de délimiter les risques qui peuvent survenir pour un tracé donné surtout dans le cas des tunnels traversant des massifs montagneux sous forte couverture avec existence éventuelle d'eau et des failles géologiques (Figure I.1).

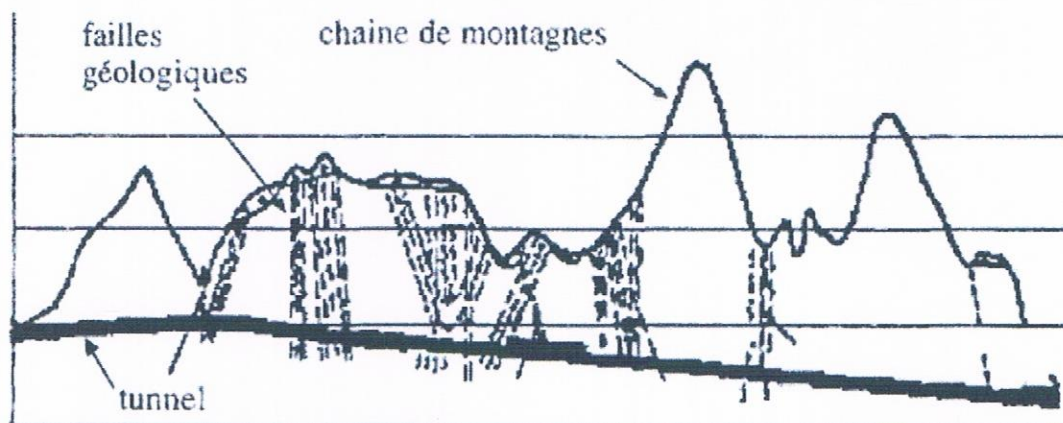


Figure I.1 : Coupe longitudinale du tracé d'un tunnel

Chapitre I : Généralités et règles de constructions des tunnels

Une fois le choix du tracé effectué, on doit encore essayer de déterminer les paramètres qui vont caractériser les sols traversés et trouver des éléments qui par leurs présences pourraient poser des problèmes pendant la construction.

L'articulation de ces reconnaissances géologiques et géotechniques basé sur les essais in situ et les essais de laboratoire qui sont bien adaptées pour donner des ordres de grandeur pour les paramètres des sols que pour révéler la présence d'élément gênant.

I.1.2.1 Essai d'investigation in situ

- Méthodes géophysiques : Présentée en quatre grandes familles (Electromagnétisme, gravimétrie, radioactivité, et la méthode sismique).
- Sondages et diagraphies : Présentation des sondages et des diagraphies et de l'intérêt de ses essais.
- Essais d'eau : Dupuit, Lefranc, Lugeon, Nasberg et piézomètres.
- Essais par fonçage : CPT, essai dilatométrique, essai pressiométrique, essai scissométrique, SPT.

Ces méthodes complètent habituellement le levé géologique et l'étude du contexte géologique. Elles donnent une idée générale de paramètres tels que l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, l'appréciation de la qualité du rocher en profondeur, la détermination et la géométrie d'un accident.

Chapitre I : Généralités et règles de constructions des tunnels

I.1.2.2. Essai de laboratoire

Pour les essais de laboratoire on donne pour chaque essai, dans le tableau ci-dessous, le milieu pour lequel il s'applique (sol et/ou roche) ainsi que le but de l'essai :

Tableau I.1 : Essais de laboratoire appliqués aux sols et rochers.

Essais de laboratoire	S = sols; R = roches	But de l'essai
Analyse minéralogique	S, R	Déterminer la composition minéralogique de la roche
Essai au bleu de méthylène	S	Déterminer la nature minéralogique des particules argileuses et leur influence sur le comportement global du sol.
Essai brésilien	R	Déterminer la résistance à la traction σ_t
Essai d'abrasivité (Cerchar et LCPC)	S, R	Déterminer l'abrasivité pour prévoir l'usure et la consommation d'outils d'excavation.
Essai de cisaillement à la boîte	S, R	Déterminer la résistance au cisaillement τ .
Essai de compression simple	S, R	Déterminer la résistance à la compression simple σ_c .
Essais œdométrique	S	Déterminer la pression de gonflement S_g et l'indice de gonflement C_g . Déterminer le coefficient de pression des terres au repos K_o .
Essai Franklin	R	Déterminer la résistance à la compression simple σ_c .
Essai triaxial	S, R	Déterminer la résistance au cisaillement τ .
Limites d'Atterberg	S	Déterminer l'aptitude de l'argile à être plus ou moins plastique.
Mesure de densité	S, R	Déterminer le poids volumique γ .

Chapitre I : Généralités et règles de constructions des tunnels

Pour les essais de laboratoire, les difficultés résultant d'une estimation des paramètres, nécessairement biaisée par l'effet d'échelle (entre massif et échantillon), conduisent à une certaine précaution au moment d'introduire ces paramètres dans un modèle analytique ou numérique de dimensionnement. En effet, l'ingénieur fait varier les différents paramètres dimensionnant sur des intervalles recouvrant les marges d'erreurs possibles de mesure, puis en déduit un état d'équilibre moyen du tunnel.

Dans certains cas d'études élaborées ou de chantiers délicats, des simulations réelles peuvent être conduites au laboratoire, nécessitant l'emploi de matériel sophistiqué telle la centrifugeuse, notamment pour l'étude de la stabilité du front de taille ou des mécanismes d'instabilité en paroi de tunnel Indraratna (1993). Ces techniques de simulation restent néanmoins très coûteuses.

I.2.1. Usage des galeries de reconnaissance :

Une galerie de reconnaissance est une galerie de dimension réduite inférieure à la section de l'ouvrage définitif dans laquelle elle s'inscrit. Elle permet d'évaluer au mieux les difficultés de réalisation de l'ouvrage projeté.

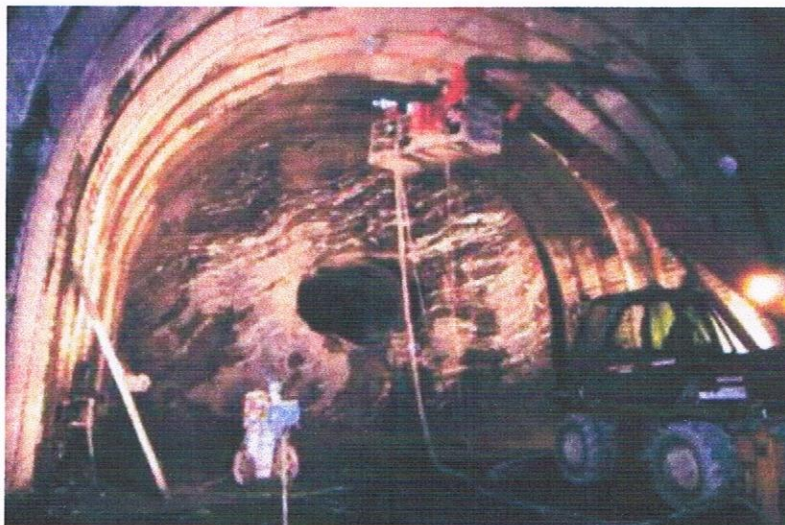


Figure I.2 : Une galerie de reconnaissance.

I.2.2. Objectifs des galeries

Les objectifs assignés à une galerie doivent donc être bien précisés de façon à définir de manière optimale son implantation, ses dimensions et son mode d'exécution. Les objectifs peuvent être classés comme suit :

- Contribution directe à la construction :
 - Drainage des eaux d'infiltration.
 - Traitement préalable des terrains depuis la galerie pilote.
 - Franchissement d'accidents géologiques reconnus ou supposés.

- Alésage successif pour des tunnels de grande section dans des terrains rocheux durs et massifs.
- Facilitation de l'exécution :
 - Réduction des sujétions des venues d'eau en pleine section.
 - Ventilation des chantiers de terrassement mécanisés ou à l'explosif.
 - Réduction des vibrations des tirs à l'explosif des abattages ultérieurs par création d'une surface libre de dégagement. Des projets de tunnels peuvent être réalisés ainsi à proximité immédiate de structures sensibles.
- Information sur les terrains traversés :
 - Reconnaissance géologique et géotechnique des terrains à l'avancement ou préalablement à l'avancement permettant d'optimiser les méthodes de construction.
 - Analyse du comportement du terrain en section réduite.
- Amélioration des conditions de passation de marché des travaux :
 - La galerie-pilote est alors réalisée préalablement en tant que galerie de reconnaissance. La réduction des aléas sources de réclamation de la part de l'entreprise, ainsi que l'accroissement des cadences d'avancement et la réduction des délais d'exécution sont à prendre en compte pour juger de l'intérêt d'une galerie pilote.

I.3. Réalisation

I.3.1. Technique de creusement

Après la phase d'investigation et de caractérisation des paramètres in situ vient celle du choix d'une méthode d'excavation. Comme Duddeck et Erdmann (1985), tous les rédacteurs de recommandations insistent sur l'importance de ce choix qui, du reste, revient au cas par cas à l'appréciation et surtout à l'expérience des responsables du projet. La méthode d'excavation retenue doit principalement garantir l'équilibre et la pérennité de l'ouvrage pendant et après son exécution, de même qu'elle doit satisfaire de rigoureux critères d'économie, de temps. Il existe plusieurs méthodes d'excavation comme, par exemple, celle avec explosif, avec une machine à attaque ponctuelle ou encore avec un tunnelier (TBM).

Donc le choix de la méthode de creusement est sans doute le point crucial du projet d'un point de vue financier et planification.

I.3.2. Reconnaissances spécifiques à la mécanisation de l'excavation

Dans le cadre des études préalables à un chantier mécanisé, les principales caractéristiques définissant l'aptitude d'une roche à être pénétrée et détruite par un outil sont :

1. La résistance intrinsèque, c'est-à-dire, les caractéristiques mécaniques qui déterminent l'énergie que la machine devra transmettre à l'outil pour remplir son rôle.
2. L'abrasivité qui conditionne l'efficacité et le taux de remplacement des outils.

3. Les discontinuités qui jouent un rôle important dans les pressions de rupture sous l'action conjuguée des outils.

Quelques critères complémentaires, déjà examinés par ailleurs, sont également nécessaires pour l'étude des caractéristiques des tunneliers, tels que:

- L'hydrogéologie et les venues d'eau prévisibles à proximité du front de taille.
- La hauteur de couverture et les contraintes naturelles.

1.3.2.1. Essais de résistance

- Résistance à la compression simple: cet essai est couramment utilisé malgré tous ses défauts (grande dispersion des résultats, influence du mode opératoire,...).
- Résistance à la traction - essai brésilien: cet essai d'une grande simplicité et de faible dispersion renseigne sur la résistance de la matrice, sans être trop influencé par les discontinuités.
- Essai Franklin ou « Point Load test » : cet essai simple et économique peut être réalisé en grand nombre et directement sur le chantier des reconnaissances. Les résultats sont obtenus sous la forme d'un indice de résistance I_s . Il existe une corrélation directe entre I_s et la résistance en compression uniaxiale σ_c .
- Résistance à la fragmentation par chocs: l'essai Los Angeles permet de tester la fragilité et la broyabilité de la roche; l'essai de « fragmentation dynamique » du LCPC peut le remplacer.
- L'AFTES (Association Française des Tunnel et de l'Espace Souterrain) a proposé d'autres types d'essais, on site : l'utilisation du test de dureté du CERCHAR, de l'essai de déformabilité de Toulouse et de l'essai de ténacité de Toulouse.

1.3.2.2. Détermination des discontinuités

L'indice de discontinuité I_c est souvent utilisé pour déterminer la microfissuration d'une roche.

$$I_c = 100. V/V^*l$$

V_l : Vitesse de propagation des ondes longitudinales mesurées sur carotte.

V^*l : Vitesse de propagation théorique de la roche compacte.

Plus I_c est faible et plus la roche est affectée par des discontinuités qui favorisent le travail des outils.

1.4. Méthode de creusement

1.4.1. La méthode d'excavation par section (séquentielle)

La multiplication des phases, a pour but de sécuriser les travaux par le fait qu'à la fin de chaque phase, le massif traité autour de l'excavation converge et s'auto-équilibre tout en réduisant les contraintes appliquées sur le soutènement. Cette faculté du terrain à s'auto-supporter a, semble-t-il, été exploitée pour la première fois par des ingénieurs et chercheurs autrichiens avec Rabcewicz (1965) dans le but de concevoir une nouvelle approche pour l'excavation des ouvrages souterrains. Leurs études ont débouché sur la conception de la Nouvelle Méthode Autrichienne pour l'excavation des tunnels (NATM : New Austrian Tunnelling Method). Une définition officielle de la NATM a été publiée en 1980 par le Comité National Autrichien pour la Construction des Cavités, membre de l'AITES (Association Internationale de Travaux En Souterrain) : "La nouvelle méthode autrichienne de construction des tunnels suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément de support par activation d'un anneau de terrain portant." L'excavation pour NATM peut se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré :

- * Le creusement à pleine section : est bien adapté aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté.
- * Le creusement en demi-section : est par contre nécessaire quand un soutènement plus important est requis, par cintres et/ou blindage.
- * Le creusement en section divisée : est choisi quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi-section.

➤ Creusement à l'explosif

L'abattage avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, à tel point qu'elle est également connue comme la méthode conventionnelle d'excavation. Il est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique.

Une technique d'abattage s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes (qui sont détaillées sur la figure I.3):

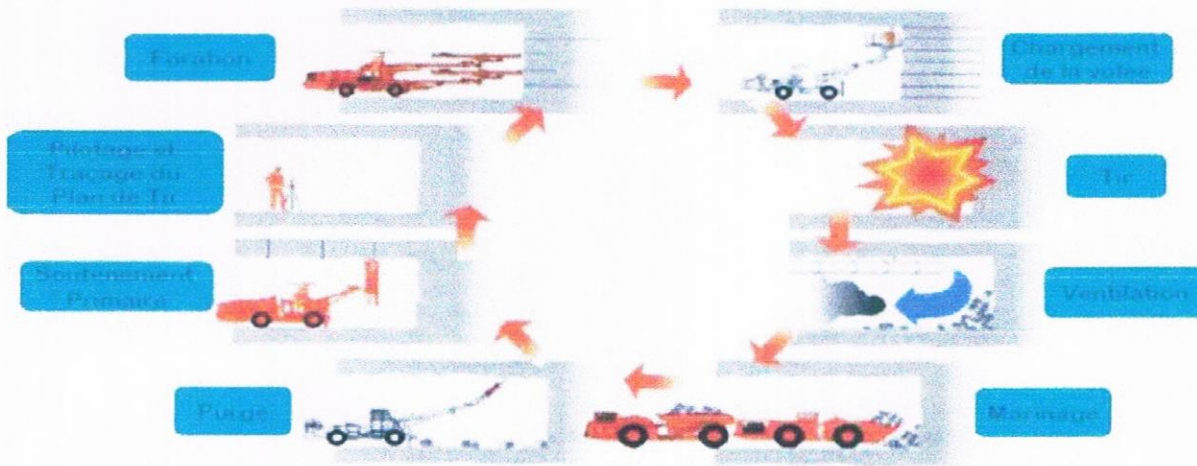


Fig.1.3 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.

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

C'est pourquoi, afin d'évaluer ce phénomène et son incidence sur la réalisation des travaux, il a été procédé à une étude préalable des vibrations et, si besoin est, des procédures de contrôles sont préconisées.

Les risques étant directement liés à la proximité, l'expérience montre qu'il convient de faire un inventaire dans une bande minimale de 200 mètres autour de l'axe du projet. Au-delà de cette distance, les amplitudes des vibrations sont généralement très faibles mais dans un contexte géologique particulier (horizon de marnes faisant office de réflecteur par exemple) des oscillations peuvent être ressenties beaucoup plus loin (1 à 2 kilomètres).

1.4.2. Creusement mécanisé

A la fin du 19^e siècle, l'emploi de l'explosif dans les mines et les travaux souterrains a marqué vraiment une étape décisive pour le développement de ces travaux, il est vrai que l'une des préoccupations majeures des techniciens, aujourd'hui, est de s'affranchir des inconvénients liés à l'explosif qui sont essentiellement : l'ébranlement et la désorganisation du terrain encaissant, les hors profils, les risques d'accidents spécifiques, les coûts induits par ces inconvénients, notamment en matière de soutènement et de revêtement.

Mais le passage du creusement à l'explosif au creusement mécanique s'est très longtemps heurté à un obstacle économique majeur à cause du coût relativement faible de l'énergie

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

C'est en 1881 que la première machine de creusement mécanique d'un tunnel a été conçue et réalisée par le *Colonel de Beaumont*, lors des premiers travaux de reconnaissance en vue de la construction du tunnel sous la Manche. Cette machine, mue à l'air comprimé et destinée à être utilisée dans un matériau à la fois tendre, cohérent et relativement homogène, à savoir la craie bleue du Pas- de- Calais, a creusé avec succès 2,5 km de galerie de 2,14 m de diamètre entre 1882 et 1883.

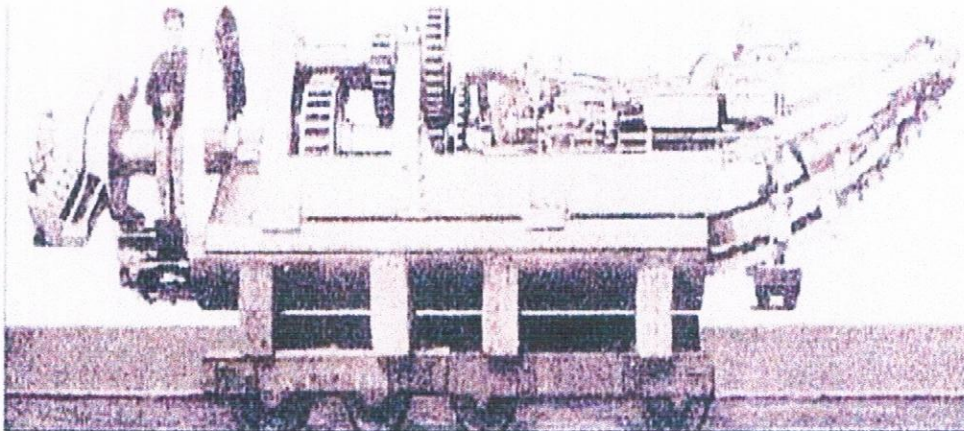


Fig.I.4 : Perforatrice Beaumont construite en 1882, pour la tentative du percement du tunnel sous la manche (extrait de l'ouvrage AFTES 2000).

a) Creusement au tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM)

Ces machines se sont considérablement développées ces dernières années et ont gagné en vitesse d'avancement, en fiabilité, en capacité d'adaptation aux terrains et en augmentation de diamètre d'excavation.

L'abattage est effectué à l'aide d'une roue de coupe munie de molettes (roches) ou de pics (sols). Dans le cas des sols, le creusement est réalisé à l'aide d'un (bouclier), assurant la protection des parois de l'excavation entre le front de taille et la partie revêtue de l'ouvrage. La stabilité du front de taille est alors assurée par diverses techniques.



Fig.1.5 : Tunnelier à bouclier.

Donc le système du tunnelier est complété par l'application d'une pression au front de taille et par l'injection d'un coulis de bourrage à l'arrière de la jupe destiné à remplir l'espace.

Annuaire laissé entre le terrain excavé et le revêtement. Il existe différents modes de soutènement du front de taille, dans les massifs de faible résistance, l'avancement du tunnelier est assuré par des vérins longitudinaux qui s'appuient sur le soutènement déjà installé en général constitué de voussoirs en béton préfabriqués.

Sur le chantier, l'utilisation d'un bouclier est devenue très courante mais dépend de plusieurs critères comme la nature des terrains, la proximité de la surface, le mode de soutènement utilisé. A partir de ces critères on distingue deux grandes catégories de bouclier :

- Les boucliers ouverts, à front pressurisé ou non.
- Les boucliers fermés, à front pressurisé ou non.

b) Creusement à attaque ponctuelle

Les machines à attaque ponctuelle sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles (figure I.6). Ce châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne. Dans les machines à **attaque radiale** (type Paurat, Dosco, Demag ou certaines Eickhoff), la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras. Dans les machines à **attaque transversale** (Alpine, Westfalia ou certaines Eickhoff), la fraise, appelée

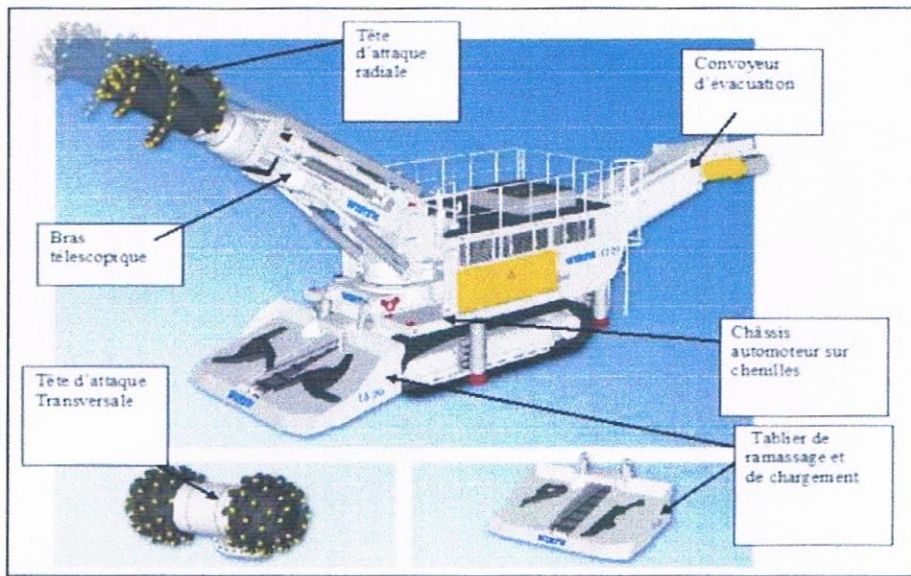


Fig.1.6 : Machines à attaque ponctuelle (Extrait de la brochure de Wirth)

aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front. Dans le premier cas, le creusement de chaque volée commence par l'exécution d'une sorte de forage perpendiculaire à la surface du front (sumping) permettant à la fraise de pénétrer dans le terrain et se poursuit par un fraisage progressif des parois de ce pré-creusement. Dans le deuxième cas, le creusement se fait en principe toujours par fraisage tangentiel à la surface cylindrique du « tambour ».

1.5. Les mouvements de sol dû au creusement d'un tunnel

Lors de l'excavation des tunnels, des perturbations vont déséquilibrer le comportement interne du massif, créant des déformations et des déplacements du sol. Il en résulte des tassements plus ou moins significatifs qui peuvent affecter la stabilité des constructions voisines (bâtiments et ouvrages d'art). En site urbain ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques inacceptables.

L'importance de ces tassements est en relation étroite avec les conditions géologiques et hydrologiques, la profondeur de l'ouvrage souterrain et la méthode de réalisation retenue.

1.5.1. Description générale des mouvements de sol

L'origine des tassements est complexe et, comme le précise Leblais (1991) dans une recommandation du groupe de travail n 16 de l'AFTES, la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple à déterminer.

Les mouvements de surface apparaissent en fait comme liés à une série de phénomènes concomitants dans le court terme :

- Perte de sol au front de taille.
- Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, ou la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille.

- Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier (en cas de trajectoire courbe par exemple).
- Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

A cet ensemble de mouvements de sol, correspond un volume de terrain perdu que l'on nomme V_0 . En surface, on constate l'apparition d'une dépression appelée cuvette de tassement qui progresse avec l'avancement du tunnel (figure I.7) et qui peut être reliée au volume de sol perdu V_0 . Dans la littérature, le volume de terrain perdu au niveau du tunnel V_0 fréquemment désigne par V_s .

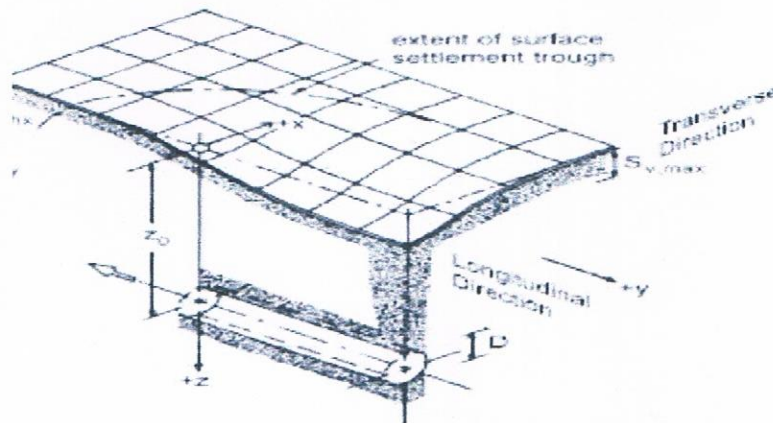


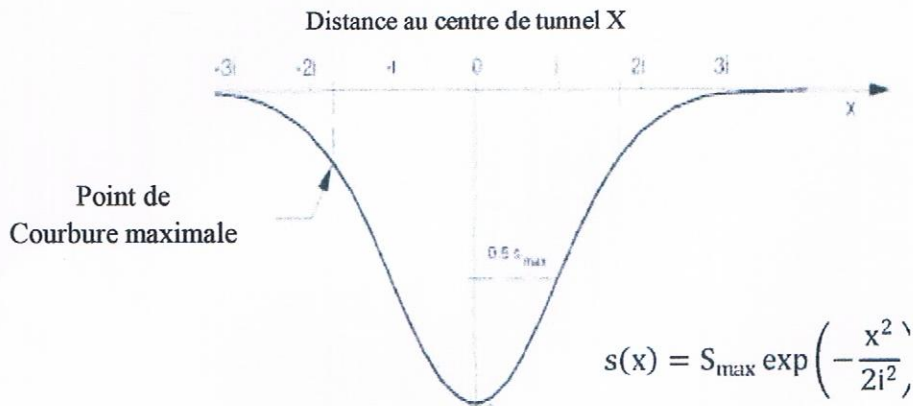
Fig.I.7 : Cuvette de tassement 3D. (Clough et Schmidt, 1981).

I.5.2. Calcul des tassements

Le calcul des tassements concerne principalement les tunnels réalisés à faible profondeur, en site urbain. Les méthodes de calcul reposent sur la constatation, que le profil transversal de tassement engendré en surface par le creusement d'un tunnel est assez bien représenté (Figure I.8) par une courbe de Gauss inversée (Peck, 1969). Il peut donc être entièrement caractérisé par la valeur S_{max} du tassement maximal observé au dessus de l'axe de l'ouvrage et la distance i du point d'inflexion de la courbe de Gauss au plan médian. Le tassement en un point M , situé à une distance x du plan médian peut alors être calculé à partir de l'expression :

$$s(x) = S_{max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)$$

Cette expression doit être éventuellement corrigée pour tenir compte de l'inclinaison de la surface du terrain (Leblais et al. 1989) ou d'autres facteurs pouvant contribuer à un profil de tassement dissymétrique, en section transversale.



Tassement en surface S

Fig.I.8 : Allure générale de la cuvette de tassement (Clough et Schmidt, 1981).

L'estimation des paramètres S_{\max} et i est basée sur des observations faites sur un grand nombre d'ouvrages réels. Peck (1969) a publié les premières corrélations donnant la valeur du coefficient adimensionnel $2i/D$ en fonction de la profondeur relative H/D (Figure I.9).

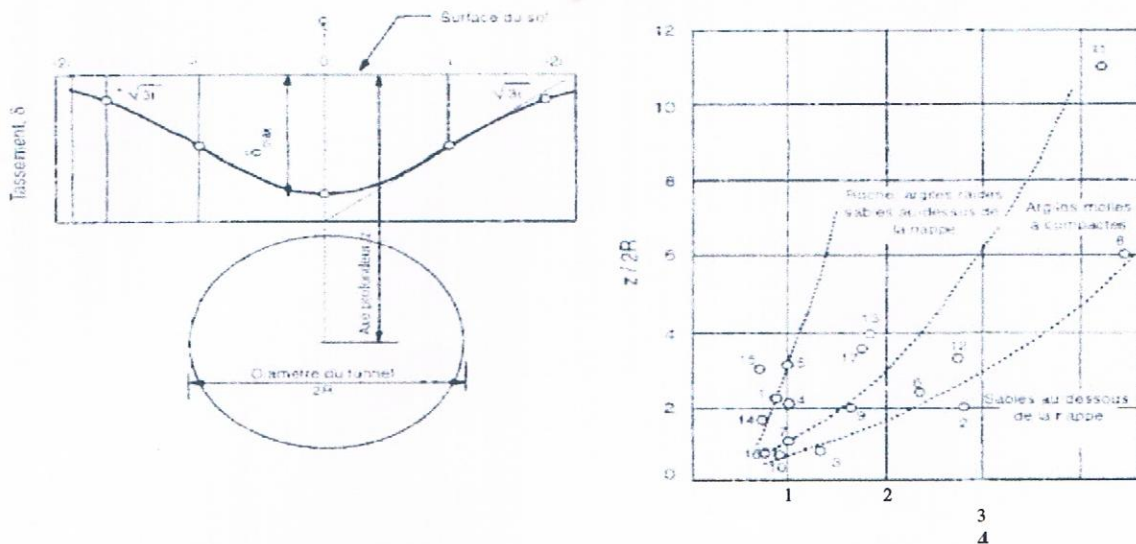


Fig.I.9 : Estimation des paramètres S_{\max} et i (Peck, 1969).

Pour estimer le i empiriquement, le (tableau I.2) présente quelques formules qu'on trouve dans la littérature.

Tableau I.2 : Estimation de i à partir des relations empiriques.

Auteurs	Expression proposée	Type de sol
Mair & Tailor (1993)	$i = 0,175 \cdot H + 0,325H \cdot (1-h/H)$	Sols argileux
Dyer & al (1996)	$i = 0,29 \cdot H$	Sable lâche à moyennement dense
Al Abram (1998)	$i = 0,15 \cdot H + 0,5 \cdot H$	Sol analogique
Sagiyama (1999)	$i = 0,75 \cdot h^{0,8} \cdot D$ ou $i = 0,5 \cdot H$ $i = 0,5 \cdot h^{0,7} \cdot D^{0,3}$	Argile Sable et gravier

D : diamètre du tunnel - H : hauteur de la couverture du sol.

Pour le S_{\max} , il y a plusieurs formules empiriques existantes parmi celle proposée, par l'AFTES (1995) sous la forme :

$$S_{\max} = k + \lambda + \frac{\gamma R^2}{E}$$

K : facteur dépendant de l'état des contraintes dans le massif, de sa nature et de sa configuration.

λ : taux de déconfinement.

R : rayon de l'excavation.

γ : poids volumique du terrain.

E : module élastique moyen du massif.

Elle n'est pas rigoureusement applicable à un ouvrage à faible profondeur (uniformité des contraintes autour de l'excavation, admise si $H > 3D$).

Ces formules ne sont valables qu'à court terme et surtout ne tiennent pas compte de la technique de creusement. Dans la pratique il faut utiliser des méthodes empiriques plus ou moins guidées par les approches analytiques ou numériques.

I.6. Soutènements et revêtements

Le creusement d'un tunnel perturbe le système de contraintes naturelles autour de la cavité créée et généralement le terrain encaissant agit par certaine réaction. Cette réaction dépend directement de la nature et de la résistance mécanique du terrain excavé et les caractéristique géométriques de la cavité. Donc pour mieux faire participer le terrain à la résistance de l'ensemble, soit on utilise un soutènement anticipé ou un dispositif (revêtement) capable d'exercer sur le terrain un effort actif de décompression.

Dans la pratique, on distingue entre soutènement et revêtement :

- Le premier joue un rôle provisoire et est mis en œuvre pendant les travaux d'excavation.
- Le second a pour but d'assurer l'équilibre à long terme. En général, il est mis en œuvre plusieurs mois après la pose du soutènement.

1.6.1. Soutènement

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

1.6.1.1. Les différents types de soutènement

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

1.6.1.1.1. Les soutènements agissant par supportage

L'action de supportage se distingue par une forte résistance relative des éléments de soutènement qui, en limitant l'amplitude des déformations d'une part et d'autre part, privilégie la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistances propres du terrain. Les éléments employés sont essentiellement :

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

a. Les cintres

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures, le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage.

Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments:

- De protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble).
- De soutènement (pour ralentir la convergence des parois).
- De renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien.

Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres :

➤ **Les cintres métalliques lourds**

Constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis.



Fig.I.10 : Cintres lourds.

➤ **Les cintres métalliques légers et coulissants**

Sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulissement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage.

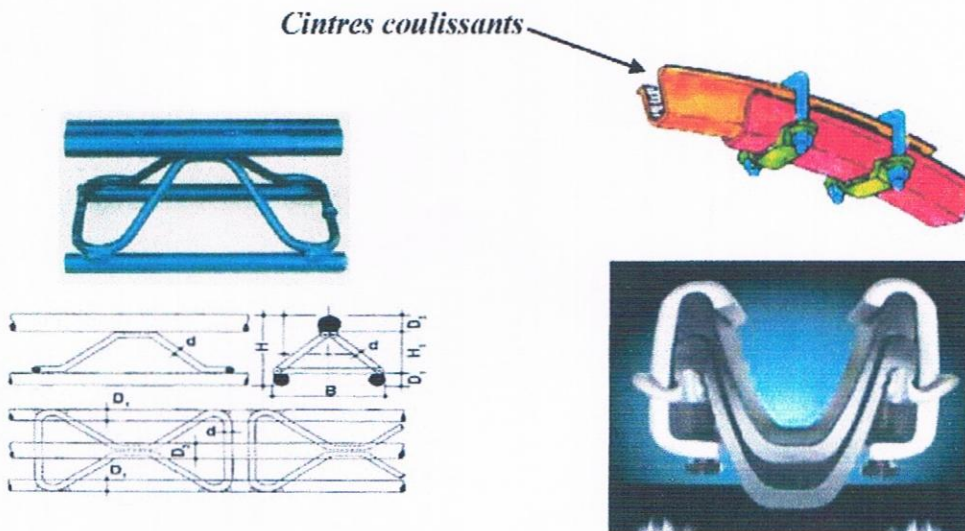


Fig.I.11 : Cintres légers.

b. Tubes perforés

Les tubes perforés sont considérés comme un procédé de pré-soutènement qui sera installé depuis le front, sur une part ou la totalité du développé, pour être efficace en avant du front.

On peut classer les pré-soutènements en 3 types :

- Voûte parapluie
- Pré-voûte
- Anneau renforcé

• La voûte parapluie

Consiste à mettre en place des barres ou des tubes métalliques longitudinaux, à la périphérie du front, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence. Il est conçu pour atteindre une longueur de pénétration en avant du front du même grandeur que sa hauteur, pour limiter les décompressions et se protéger de surfaces de rupture potentielles intéressant toute la section d'excavation.

Dans la pratique et pour tenir compte des déviations lors de la perforation, la longueur des tubes métalliques ne dépassera pas 12 à 15m, on outre le recouvrement dépend de la hauteur de la section et de la nature des terrains et il est recommandé qu'il ne soit pas inférieur à 3m.

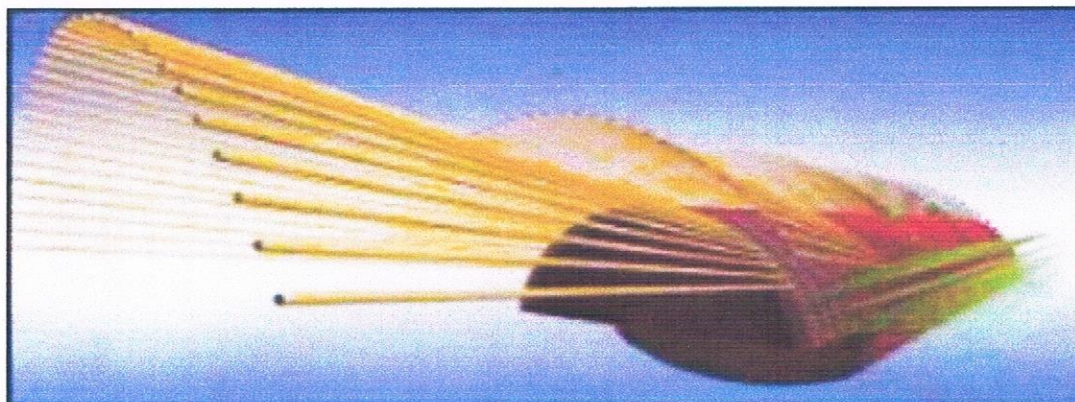


Fig.I.12 : Voûte parapluie en 3D.

La voûte parapluie peut se rencontrer sous trois formes particulières :

• L'enfilage en calotte

L'objectif de l'enfilage est d'assurer la sécurité immédiate de l'excavation avant la pose du soutènement.

• Les voûte-parapluie emboîtées

C'est une extension du procédé précédent:

L'objectif, plus large, est de créer une véritable structure de soutènement, constituée de tubes métalliques (ou plus généralement de pieux) disposés en couronne sub-horizontale suivant les contours de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement.

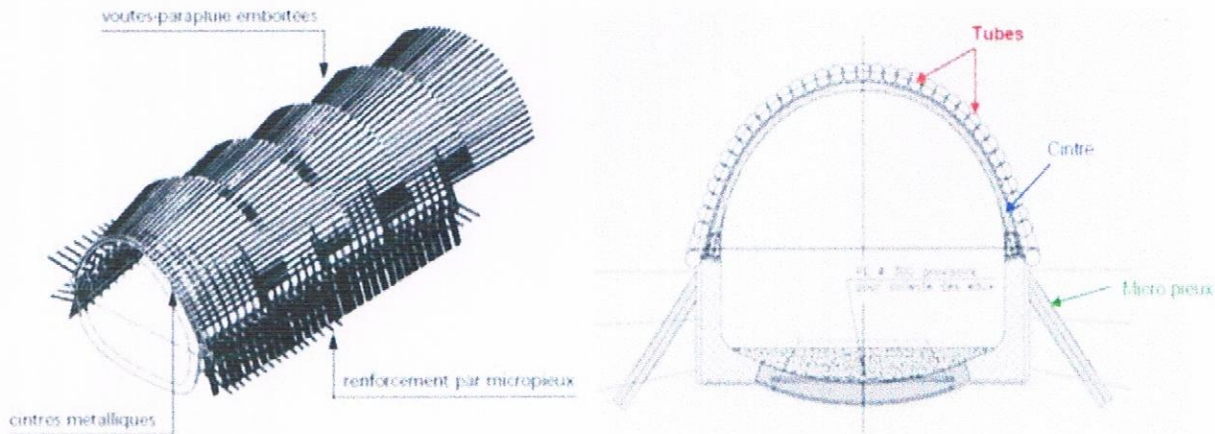


Fig.I.13 : Exemple de voûtes parapluies successives et emboîtées.

- Le soutènement en arrière du front est complété par mise en œuvre de béton projeté entre les cintres, associé éventuellement à un boulonnage radial.
- Les voûtes-parapluie de ce type sont généralement utilisées pour le creusement de la demi-section supérieure, le creusement du stross se faisant après confortement éventuel des piédroits, par exemple par colonnes de "jet-grouting" ou de micropieux.

1.6.1.1.2. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant

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

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

a. Boulons à ancrage ponctuel

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages, notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la

possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées. On peut assurer l'épinglage de blocs instables.

b. Boulons à ancrage réparti

Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment.

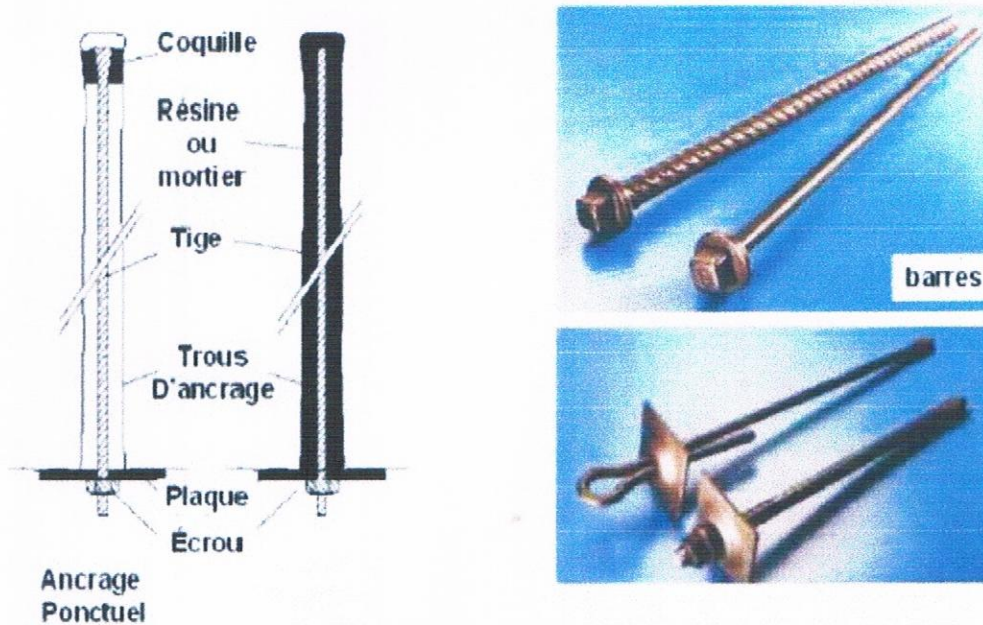


Fig.I.14. Boulons à ancrage ponctuel et boulons à ancrage réparti.

Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches bien plus tendres que les boulons à ancrage ponctuel (craies ou marnes). Ils s'opposent plus efficacement à l'ouverture de fissures isolées puisque l'ancrage existe près des lèvres de la fissure elle-même.

c. Barres foncées dans le terrain

Elles s'utilisent lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois soient stables pendant le temps nécessaire à la mise en place d'un boulon. On peut dans ce cas foncer, à l'aide d'une perforatrice, des barres nervurées qui sont vissées dans le terrain. La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain.

1.6.1.1.3. Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant

Ce sont essentiellement :

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

a. Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Si l'emploi de la gunite comme simple protection de terrain est relativement ancien, l'emploi du béton projeté, de granulométrie plus grosse, et en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, date seulement d'une vingtaine d'années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NMA).

Le béton projeté présente l'avantage de constituer une peau continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices. Le confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important.

Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté

- le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière.
- le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton.
- le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton.

➤ La projection peut se faire par **voie sèche** ou par **voie humide**. Dans le premier cas, le transport se fait de façon pneumatique et l'eau est ajoutée à la lance. Dans le deuxième cas, le mélange d'eau est réalisé au malaxeur, le transport se fait à la pompe et l'air est injecté à la lance pour assurer la projection.

1.6.1.1.4. Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques

- Injections de consolidation.
- Air comprimé.
- Congélation

1.6.1.2. Choix d'un mode de soutènement

Le choix raisonné d'un mode de soutènement comprend schématiquement deux phases successives :

1/ Une phase d'**analyse technique** du problème qui aboutit à l'élimination d'un certain nombre de types de soutènement en raison de leur incompatibilité avec certaines des données techniques du projet qui peuvent être d'ordre géotechnique, géométrique ou liées à l'environnement.

2/ Une phase complémentaire d'**analyse économique** qui fait intervenir:

— d'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût.

— d'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré :

- Plus ou moins grande mécanisation,
- Longueur du tunnel,
- Délais à respecter.

1.6.2. Revêtement

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

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

Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes :

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

1.6.2.1. Les différents types de revêtement

Parmi les revêtements les plus courants, on retrouve :

a. Revêtement en béton coffré non-armé

Il constitue souvent la meilleure solution technique et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier essentiellement. Pour les tunnels réalisés de manière séquentielle : le revêtement est « exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement.

b. Revêtement en béton coffré armé

Plutôt exceptionnel : on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables. En général, seuls les ouvrages possédant un radier comportent des armatures : les zones les plus sollicitées se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits. Revêtement en voûte active (réaliser une voûte constituée d'éléments d'arc juxtaposés, formés de voussoirs préfabriqués).

c. Revêtement en béton projeté

Utilisé que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort d'utilisation.

Il n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm.

Il ne présente pas d'excellentes qualités esthétiques (des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparus ces dernières années).

d. Revêtement en voussoirs préfabriqués

Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier.

Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs.

Dans la solution des voussoirs universels, ces voussoirs sont légèrement pincés par rapport à l'axe du tunnel, ce qui permet de suivre le tracé dans toutes les directions.

- Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit être rempli par un produit de bourrage coulis actif (faisant prise) ou coulis inerte.
- Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier.
- L'utilisation de voussoirs métalliques est également possible.

La figure suivante montre quelques types de soutènement et de revêtement des tunnels.



Coffrage de tunnel



Béton projeté



Béton armé



Voûte active



Voussoirs en béton

Fig.I.15. Types de soutènement et de revêtement des tunnels.

I.7. Étanchéité des tunnels

Le terme étanchéité a deux significations ; l'une correspond à la qualité de ce qui est étanche; on parle ainsi de l'étanchéité d'un ouvrage comme une propriété de celui-ci ; l'autre correspond à ce que l'on met en œuvre éventuellement pour l'obtention de cette propriété.

L'étanchéité est la fonction qui fait qu'un produit ou un ensemble de produits s'oppose au franchissement par un liquide tel que l'eau.

On peut rendre un ouvrage étanche en mettant en œuvre au contact ou à l'intérieur de sa structure un ensemble de produits d'étanchéité, cet ensemble est appelé système d'étanchéité.

L'étanchéité et le drainage des ouvrages souterrains font référence à des complexes, ou systèmes associant plusieurs matériaux de nature et fonction parfois très différentes, mais avec le même but, celui-là de maintenir l'eau d'hors de l'ouvrage.

- Étanchéité :

- L'étanchéité peut être partielle, du type « parapluie» par exemple pour une voûte de tunnel, et dans ce cas elle est hors pression hydrostatique (dans ce cas la pression n'est pas totale mais elle n'est pas forcément nulle).

- L'étanchéité peut être totale, c'est à dire envelopper complètement l'ouvrage, et dans ce cas elle est sous pression hydrostatique.

- Drainage :

Captage ponctuel ou surfacique d'arrivées d'eau dans un ouvrage souterrain. Cette eau est ensuite collectée et rejetée à l'extérieur par le réseau d'assainissement de l'ouvrage. Le drainage peut être provisoire, pour permettre par exemple la mise en place dans de bonnes conditions du complexe d'étanchéité, ou définitif et contribue de fait à la fonction étanchéité de l'ouvrage.

1.7.1. Les raisons de l'étanchéité

La grande majorité des ouvrages souterrains sont soumis à des pressions d'eau. L'étanchéité et le drainage doivent être réalisés d'une manière continue et avec le plus grand soin.

- Dans les sols se posent le problème de nappes (nappes phréatiques ou nappes suspendues dans des horizons perméables, réalimentées ou non).
- Dans les roches, les venues d'eau importantes sont le plus souvent localisées (roches broyées, failles, zones fracturées). Des venues d'eau résultant de la porosité de la roche ou de sa fissuration sont courantes.

1.7.2. Choix du système d'étanchéité

Le choix du système d'étanchéité dépend des critères suivants :

- Nature et épaisseur de la couche de couverture de l'ouvrage.
- Nature et caractéristiques mécaniques du support recevant le système d'étanchéité.
- Application du système d'étanchéité en continu ou par phasage.
- Possibilités de raccordement du système d'étanchéité avec ouvrages de surface ou avec d'autres systèmes d'étanchéité existants.
- Accessibilité à l'ouvrage à étancher.

1.7.3. Type de produit d'étanchéité

L'étanchéité des ouvrages souterrains peut être réalisée avec l'utilisation de plusieurs matériaux de différents types.

Chacun de ces types a des applications différentes, situations et fonctions déterminées, modes d'emploi spéciaux, on a ;

- Géomembranes synthétiques.
- Géotextiles.
- Géocomposites.
- Géomembranes bitumineux.



Fig.I.16. Etanchéité d'un tunnel.

1.7.4. Choix des solutions

L'ensemble des différentes solutions doit, au moment de la conception de la solution, être envisagé en tenant compte des paramètres propres au chantier.

Ces paramètres sont de plusieurs types et sont liés aux relevés et observations faites sur l'ouvrage :

- type de fissures du revêtement en béton coffré,
- possibilités d'emploi en fonction des éléments liés à l'eau,
- paramètres d'emploi des produits par rapport au milieu injecté,

1.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons évoqué les aspects généraux des constructions souterraines, et les différentes étapes d'investigation et les techniques de creusement ainsi que les conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables, ensuite les mouvements de sol induits par le creusement d'un tunnel, et les différentes modes de soutènement et revêtement essentiels pour la construction du tunnel.

Chapitre II : Présentation de l'Outil numérique

Chapitre II : Présentation de l'Outil numérique

II.1. Introduction

Depuis une vingtaine d'années , encouragées par l'augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des couts d'accès et de mise en œuvre, les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherche en géotechnique .Leur utilisation est aujourd'hui très courante et la conception de grands projets passe forcément par des analyses de ce type afin de vérifier la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement , de contrôler que les valeurs des déplacements et des contraintes soient admissibles et d'aider au dimensionnement des structure (**D.Touitou, 2002**).

Spécifiquement, elles sont utilisées pour résoudre les équations différentielles dérivées de processus physiques, comme le transfert de chaleur, la relation contraintes-déformations et les écoulements des fluides. Parmi ces méthodes la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies. Chaque méthode a sa particularité et son domaine d'application en fonction des problèmes à résoudre.

De nos jours, beaucoup de codes de calculs sont basés sur la méthode des éléments finis.

Cette méthode a été développée autour des années soixante, établie à partir de la mécanique des milieux continus. Le principe de base de la méthode des éléments finis est la discrétisation du problème à modéliser en un nombre fini d'élément ; les équations d'équilibre ou de mouvement sont alors résolues pour chaque élément et ensuite combinées pour produire une solution globale du problème. La méthode des éléments finis est assez simple et beaucoup d'exemples de son utilisation ont été mis en disponibilité au cours des quarante dernières années, (**J.L.Batoz, G.Dhatt, 1990**).

La méthode des différences finies, a été utilisée vers la fin des années soixante-dix. Le logiciel utilisé adopte la méthode des différences finis.

II.2. Présentation de la méthode des différences finis

La méthode des différences finis traite le milieu comme un massif continu, et le présente par une grille d'éléments rectangulaire, où chaque maille (élément) est dotée des propriétés mécaniques du milieu continu équivalent. Des lois de comportement et d'interaction associés à des relations de continuité et de compatibilité inter élément permettent de décrire le comportement mécanique de ces volumes élémentaires de matériau, qui contribuent à la réponse globale du massif.

Cette méthode permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou au limites. Toute dérivée dans le système d'équation est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équation (contraintes-déformations), en des lieux discrets dans l'espace.

L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de simplifier considérablement la description géométrique du milieu, ce qui facilite la mise en œuvre informatique du modèle (petit nombre de nœuds, automatisation du maillage, convergence rapide). La difficulté réside dans la détermination des caractéristiques équivalentes et la taille des échantillons à prendre en compte pour le modèle numérique soit représentative du massif réel.

II.3. Présentation du logiciel FLAC

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel créé par Peter Cundall en 1986 et développé par la suite par ITASCA Consulting group.

FLAC est un logiciel de modélisation, développé pour résoudre des problèmes en géotechnique et mécanique. Contrairement à la plupart des codes basés sur la méthode des éléments finis, il utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoire, mais un grand nombre d'itérations. Car il ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grandes tailles, les équations sont reformulées à chaque pas.

Le code de calcul Flac s'applique dans la résolution de divers problèmes :

- Thermiques ;
- Dynamique ;
- Statique : éléments de structure, tel que la poutre, les câbles, les poteaux et piliers (pieux).

II.3.1. Ecriture d'un fichier FLAC

Quelque soit le problème traité, l'écriture d'un fichier exécutable sous FLAC suit les étapes suivantes :

1. Définition de ou des configurations retenues (mode de calcul) ;
2. Géométrie du problème ;
3. Choix de model de comportement et de ses paramètres ;
4. Détermination des différentes conditions initiales et limites ;
5. Spécifier les fonctions ou les variables définies par l'utilisateur ;
6. Résolution du problème.

L'organigramme donné par la figure (II. 1), montre le procédé général de résolution d'un problème géotechnique dans FLAC^{2D}.

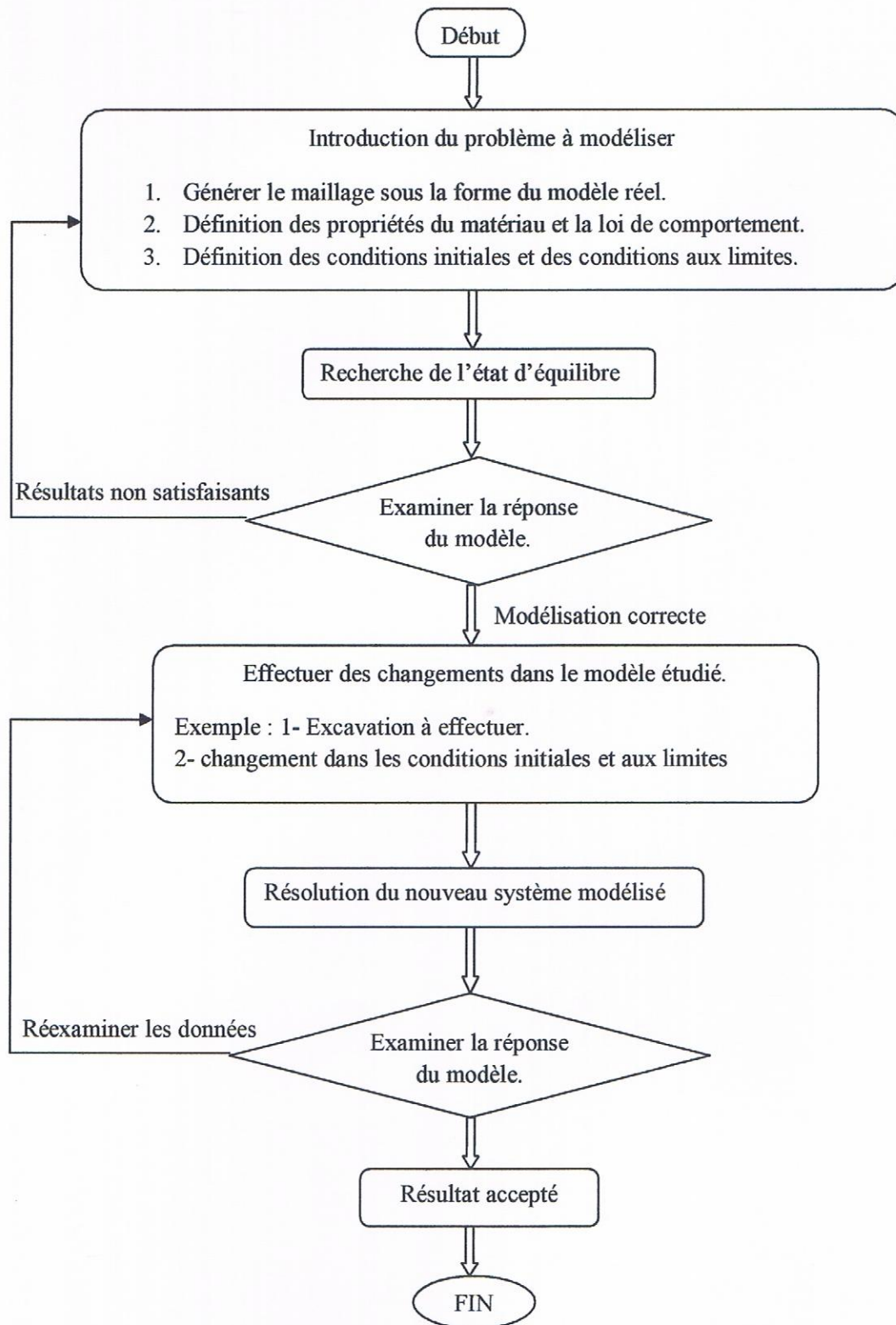


Fig.II.1. Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC^{2D}.

II.3.2. Principe de calcul

La méthode de résolution adoptée par Flac consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. De plus, le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants, les chemins de contrainte et de déformations sont respectés à chaque pas.

La figure(II.2) précise la conséquence de calcul utilisé pour un pas de temps Δt .

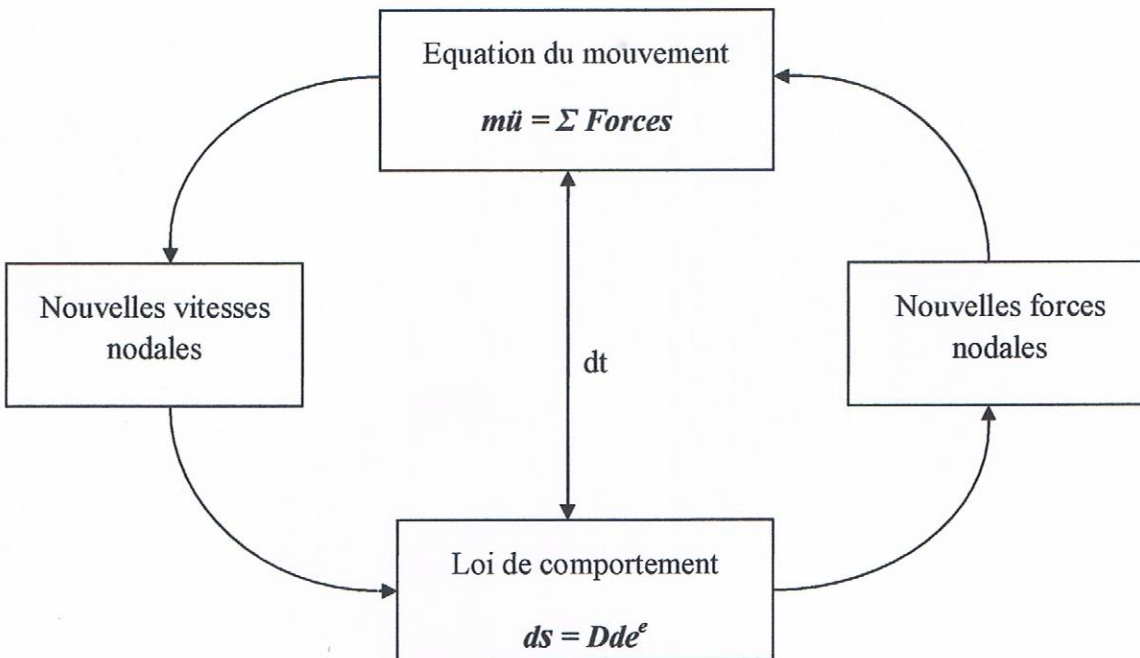


Fig.II.2. Séquence de calcul générale, d'après Billaux et Cundall (1993).

II.3.3. Modèles de comportement des sols

La loi de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui permet d'exprimer les efforts intérieurs en fonction des grandeurs cinématiques qui décrivent la déformation du milieu. La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée comme suit :

$$\sigma_{ij} = \mathbf{F} \epsilon_{ij}$$

σ_{ij} : Tenseur des contraintes ;

ϵ_{ij} : Tenseur des déformations ;

\mathbf{F} : Fonctionnelle.

Les lois de comportement sont souvent utilisés sous forme incrémentales comme suit :

$$\delta \epsilon_{ij} = \mathbf{G} (\delta \sigma_{ij})$$

$\delta \epsilon_{ij}$: L'incrément de déformation.

$\delta \sigma_{ij}$: L'incrément de contrainte.

\mathbf{G} : Fonction tensorielle.

II.3.3.1. Elasticité

L'élasticité correspond à la partie réversible des déformations. Le modèle élastique est le modèle de matériau le plus simple, il est caractérisé par une relation linéaire - réversible et indépendante de l'histoire des sollicitations entre la contrainte totale et la déformation (loi de Hooke). On peut citer, L'élasticité linéaire isotrope et l'élasticité non linéaire.

II.3.3.1.1. Elasticité linéaire isotrope

Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope, le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes, et la relation la plus courante est donnée par la relation de Hooke :

$$\epsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij}$$

$$\sigma_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \epsilon_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \epsilon_{kk} \cdot \delta_{ij}$$

δ_{ij} : Indices de Kronecker.

E et ν sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G par les relations suivantes :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

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

II.3.3.2. Elastoplasticité de Mohr Coulomb

En réalité, très peu de matériaux ont un comportement élastique parfait. Au delà d'un certain seuil de contraintes, tout ou une partie de la déformation additionnelle est alors irréversible.

En complément de la déformation élastique définie par la loi de Hooke, les modèles élastoplastique intègrent ainsi un degré de déformation plastique permanente, caractérisé par une loi d'écoulement lorsque la surface de charge est atteinte.

La théorie de l'élastoplasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. Cette partie vise à présenter les notions fondamentales de la théorie de l'élastoplasticité qui sont :

- ✓ La partition des déformations : est caractérisée par la présence de déformations irréversibles en déchargement. Les déformations se décomposent en une partie élastique et une partie plastique ;
- ✓ La surface de charge : qui définit le seuil de contraintes au delà du quel le comportement du matériau est irréversible ;
- ✓ L'écrouissage qui permet de faire évoluer le domaine élastique ;
- ✓ La règle d'écoulement plastique qui décrit l'évolution des déformations plastiques.

Dans le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb, l'incrément de déformation totale se décompose donc en deux parties, l'une élastique et l'autre plastique :

$$d\epsilon_{ij} = \delta\epsilon_{ij}^e + \epsilon_{ij}^p$$

Toutefois, la composante plastique n'est non-nulle que durant l'écoulement plastique.

Chapitre II : Présentation de l'Outil numérique

Dans le cas contraire, l'incrément de déformation totale est égal à sa composante élastique, conformément à la loi de Hooke, qui s'écrit sous sa forme incrémentale :

$$\Delta\sigma_1 = \alpha_1\Delta\varepsilon_1^e + \alpha_2(\Delta\varepsilon_2^e + \Delta\varepsilon_3^e)$$

$$\Delta\sigma_2 = \alpha_1\Delta\varepsilon_2^e + \alpha_2(\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_3^e)$$

$$\Delta\sigma_3 = \alpha_1\Delta\varepsilon_3^e + \alpha_2(\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_2^e)$$

Dans les équations précédentes : $\alpha_1 = K + 4G/3$ et $\alpha_2 = K - 2G/3$, où K et G désignent respectivement les modules d'incompressibilité et de cisaillement du matériau, exprimés en Pascal.

Le domaine plastique, quant à lui, est défini par un critère de rupture associé à une loi d'écoulement plastique.

II.3.3.2.1. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb

Tout champ de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3 . La convention de signe, dans FLAC, attribuant des valeurs négatives à la compression, et positives à la traction, les contraintes principales sont alors ordonnées de la manière suivante :

$$\sigma_3 < \sigma_2 < \sigma_1$$

L'enveloppe de rupture (aussi appelée surface de charge) de Mohr-Coulomb (Figure III.4) est définie du point A au point B par la relation suivante, qui fait intervenir les caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau :

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3\sqrt{N_\phi} + 2c\sqrt{N_\phi} = 0$$

Du point B au point C, la rupture est contrôlée par la résistance à la traction du matériau ; σ^t :

$$f^t = \sigma^t - \sigma^3 = 0$$

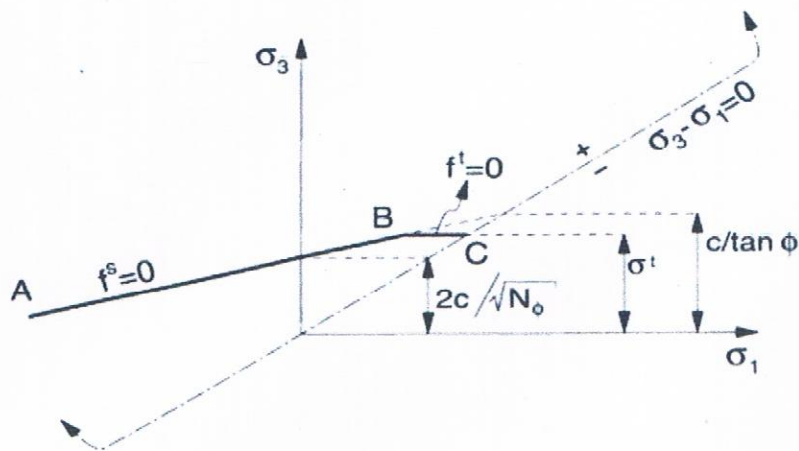


Fig.II.3. Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans FLAC, d'après ITASCA.

Les valeurs des paramètres N , σ^t et σ_{cm} peuvent être calculées à partir de celles de c et Φ (résistance à la compression du matériau) et inversement :

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$\sigma_{cm} = 2C\sqrt{N_\phi} \quad \text{Où : } C = \frac{\sigma_{cm}}{2\sqrt{N_\phi}}$$

$$\sigma^t \leq \frac{c}{\tan \phi} \quad \text{Où } \geq \sigma^t \tan \phi$$

II.3.3.2.2. La loi d'écoulement de Mohr-Coulomb

Dans le domaine plastique, une loi d'écoulement définit le comportement du matériau lorsque les déformations sont irréversibles. Le calcul de l'incrément de déformation plastique est déduit d'une fonction potentiel plastique (règle d'écoulement), définie, dans le cas présent, par :

$$G(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi$$

Avec :
$$N_\psi = (1 + \sin \psi) / (1 - \sin \phi)$$

Où : ψ : est l'angle de dilatation du matériau.

L'amplitude des déformations élastoplastique est alors déterminée à partir de la règle de normalité, selon laquelle le taux de déformation plastique est normal à la surface de charge.

Elle s'exprime :

- ✓ Dans le cas d'une rupture en cisaillement :

$$d\varepsilon^p_i = \lambda^s \cdot \frac{\partial g^s}{\partial s} \quad \text{Avec } i = 1, 3$$

- ✓ Dans le cas d'une rupture en traction :

$$d\varepsilon^p_i = \lambda^t \cdot \frac{\partial g^t}{\partial s} \quad \text{Avec } i = 1, 3$$

λ^s et λ^t sont les multiplicateurs plastiques, respectivement en cisaillement et en traction, définis par les relations suivantes :

$$\lambda^s = \frac{f^s(\sigma_1, \sigma_3)}{(a_1 - a_2 N_\psi) - (a_2 - a N_{\psi 1}) N_\phi}$$

Et:
$$\lambda^t = \frac{f^s(\sigma_1^1)}{a_1}$$

Où:
$$\sigma_i^1 = \sigma_i^1 + \Delta\sigma_i^1 \quad \text{Avec } i = 1, 3$$

II.4. Conclusion

Plusieurs méthodes du calcul et d'analyse des comportements de sol et de tunnel peuvent se présenter. Parmi ces méthodes, on a opté pour le code de calcul FLAC^{2D}. Qui est basé sur la méthode des différences finis, et qui est capable de résoudre divers problèmes en géotechnique, que dans d'autres domaines.

Ce code de calcul intègre plusieurs modèles de comportement, allant du modèle élastique simple au modèle le plus complexe viscoplastique.

Dans le code de ce mémoire, le choix va se porter sur deux méthodes simples, il s'agit du modèle de Hooke et celui de Mohr-Coulomb.

***Chapitre III : Présentation du site d'implantation et
du projet***

Chapitre III : Présentation du site d'implantation et du projet

III.1. Introduction

Afin de mener à bien, l'étude et l'analyse de comportement du tunnel et de sol, il est important de connaître les données géologique, hydrologique et géotechnique du site.

Ces données, nous ont été fournies par LMTPB (Laboratoire de la Mitidja des Travaux Publics et Bâtiments) octobre 2014/n 93.

III.2. Aperçu géologique général de la wilaya de Boumerdès

L'Algérie, par le fait de son étendue, comprend quatre larges domaines géologiques allant du Nord vers le Sud :

- L'Atlas Tellien (ou le Tell): Constitué de reliefs escarpés et de plaines littorales dont les plus riches de l'Algérie sont la Mitidja au centre, le Chleff à l'Ouest et le Seybouse à l'Est.
- Les hauts plateaux.
- L'Atlas saharien.
- Le Sahara.

De la même manière, l'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique:

- Le Nord du pays portant l'empreinte de la tectonique alpine ;
- La plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée.

Les alentours de la ville de Boumerdès y est compris Thénia se situent dans la première région définie ci-haut, délimitée au Nord par la mer Méditerranée et au Sud par l'Atlas Tellien. Cette chaîne correspond à une zone complexe de reliefs jeunes alpins.

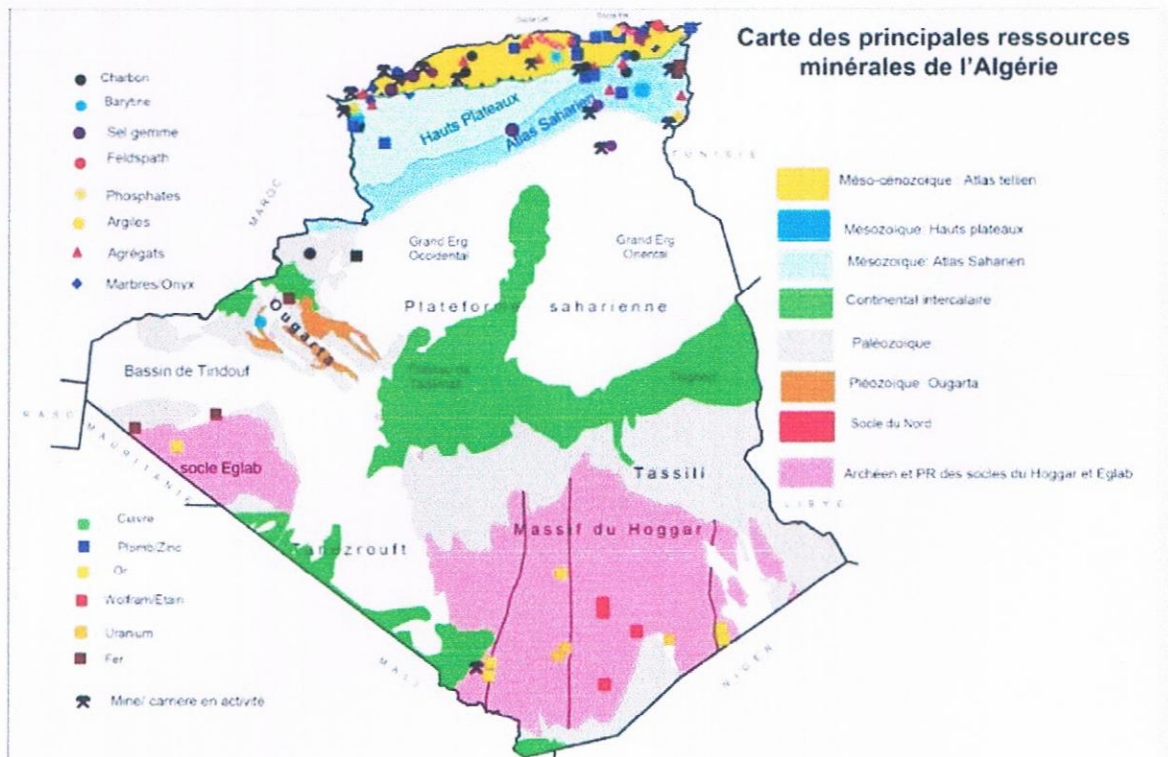


Fig.III.1 Carte de localisation des grands ensembles du nord de l'Algérie et principaux gîtes.

La région de Boumerdès peut être représentée comme un dôme primaire métamorphique, bordé par des formations sédimentaires, tertiaires et quaternaires.

III.2.1. Le primaire

C'est un complexe métamorphique (schistes, gneiss, calcaire), ses divers faciès pétrographiques sont imbriqués d'une manière anarchique consécutive à une tectonique très importante, qui a causé une fracturation importante et de nombreuses zones de failles.

Il existe dans ce complexe une présence d'eau souterraine, localisée dans des fractures et fissures, qui se manifestent sous forme de sources ou de nappes aquifères, présentant une importante circulation.

III.2.2. Le tertiaire

Les principaux horizons reconnus sont dans l'ordre :

- L'Astien (mollasse astienne), formation géologique la plus importante, cet horizon se caractérise par son hétérogénéité. Il se présente sous forme de banc de marnes, de grès, ainsi que de sable pulvérulent. .

- Le Plaisancien, il s'agit de formation Argilo-Marneuse bleu, imperméable représentant ainsi un mur pour la nappe de la mollasse astienne.

III.2.3. Le quaternaire

La formation la plus souvent rencontrée est : les sable argileux rouges. Les autres formations sont des alluvions, éboulis de pente (colluvions).

Ce caractère argileux le rend moins perméable que les mollasses astiennes, cependant la présence d'alluvions grossières (certains remblaiements ayant été réalisés avec des matériaux très sableux) font de cette formation un captage privilégié des eaux de pluie pour alimenter la nappe des mollasses.

La figure suivante montre la carte géologique générale de l'Algérie.

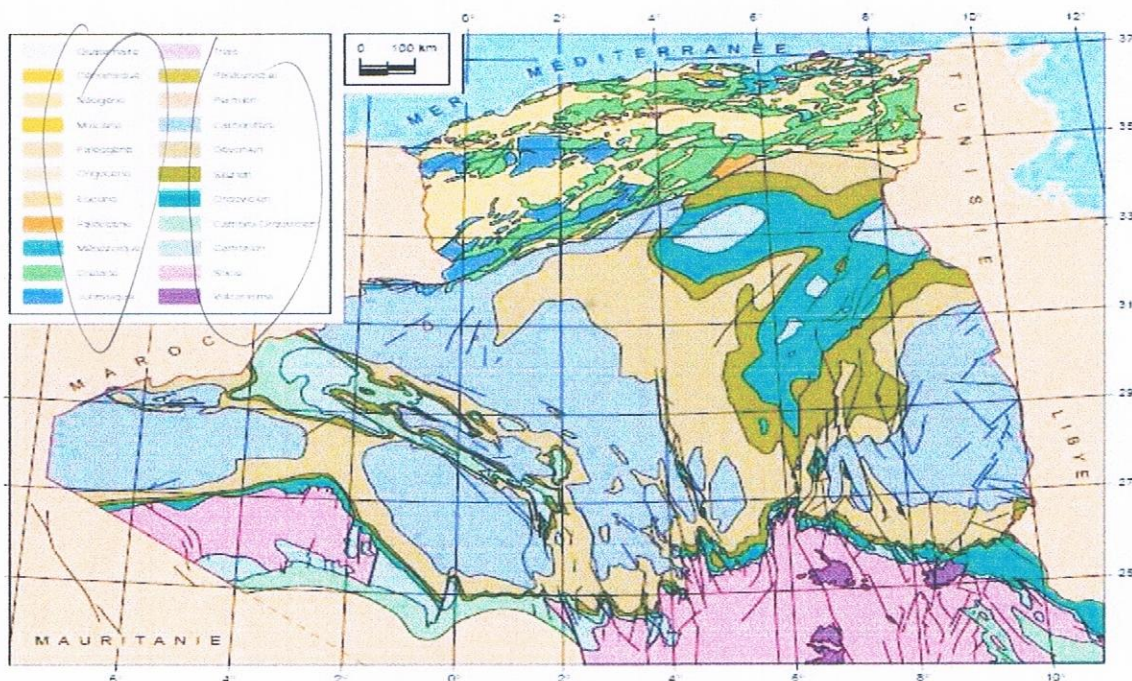


Fig.III.2. Carte géologique générale de l'Algérie.

III.3. Aperçu tectonique

Boumerdès fait partie du Tell. Celui-ci fait partie de la zone de jonction entre les deux plaques tectoniques et par conséquent, il est l'une des régions où les mouvements sont des plus actives et où les séismes forts à modérés se manifestent fréquemment.

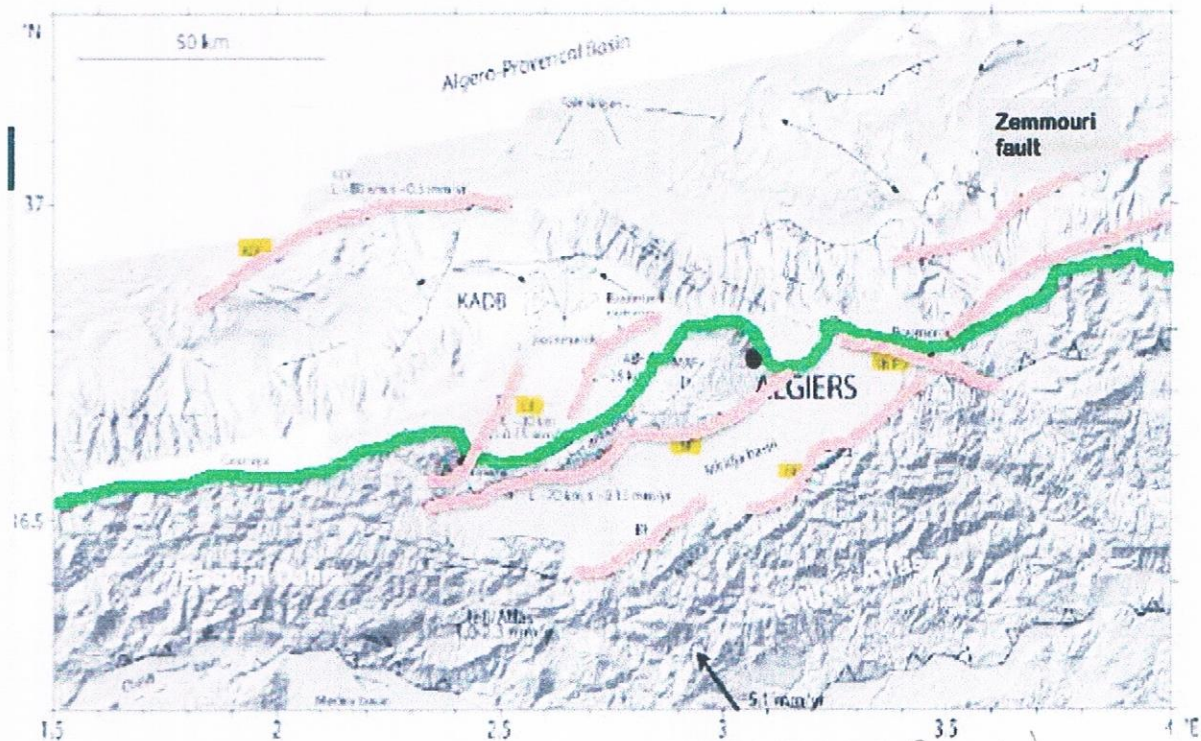


Fig.III.3. Carte tectonique de la région d'Alger. (Ref).

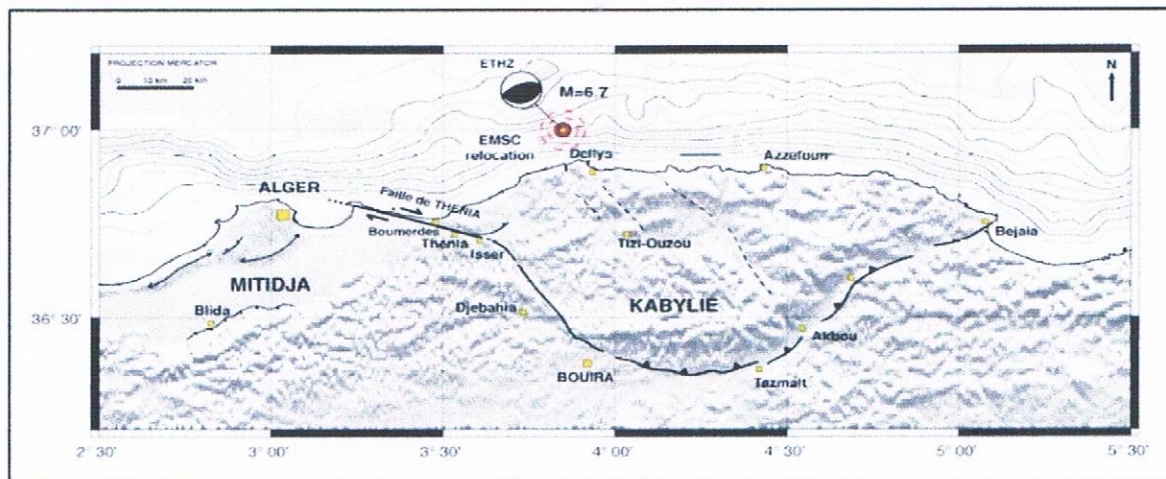


Fig.III.4. Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003. (Ref)

III.4. Aperçu sismique

La région de Boumerdès est située dans une zone sismique active. Des séismes forts sont documentés dans une cadence de 5 – 10 ans, (séisme de Zemmouri 2003).

Selon la carte des zones sismiques de L'Algérie (voir « Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art - RPOA 2008, arrêté du 27 juin de 2009 »), l'ouvrage d'art est situé dans la **zone III** (Wilaya de Boumerdès, Commune de Thénia et Si Mustapha).

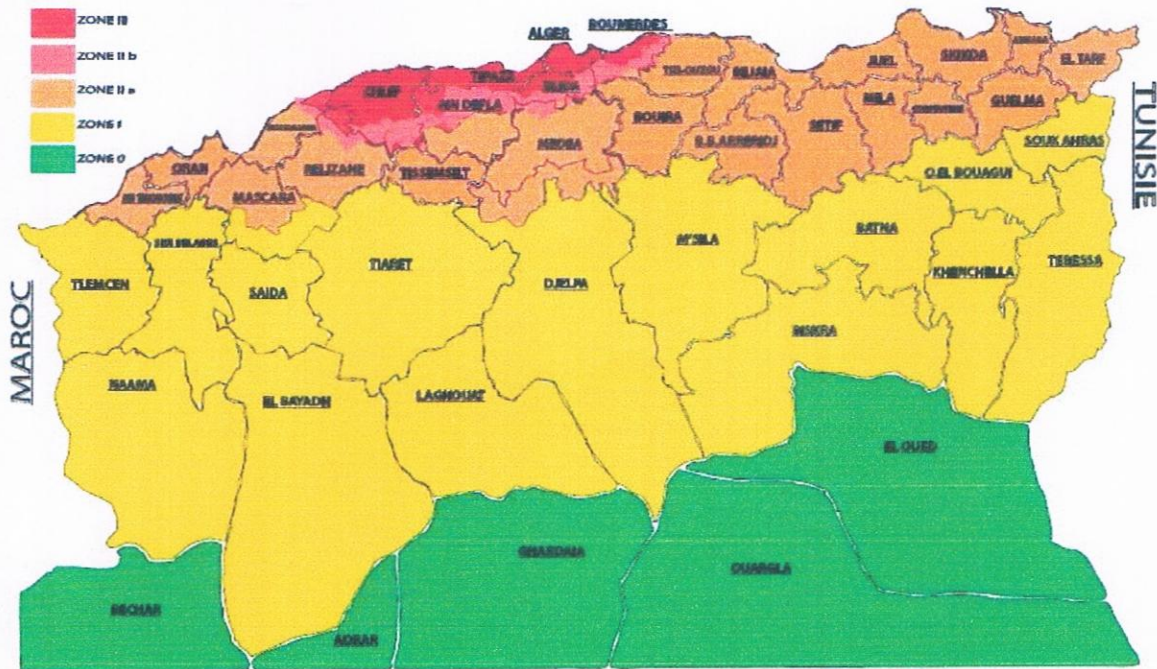


Fig.III.5. Carte de zonage sismique de l'Algérie. (RPA)

Il a été considéré une classification du tunnel selon le groupe 1 - Tunnels stratégiques (voir RPOA 2008 – Partie II – chapitre I.5).

III.5. Aperçu hydrogéologique

Le bassin de l'Algérois est réparti sur quatre wilayas en totalité (Alger, Blida, Boumerdès et Tizi-Ouzou) et cinq wilayas en partie (Bejaia, Bouira, Médéa, Tipaza et Ain Defla). Il couvre une superficie de 12.463 Km² soit 26,28 % de la superficie totale du bassin Algérois-Hodna- Soummam.

Le réseau hydrographique de l'Algérois compte 30 Oueds principaux totalisant une longueur de 1 145 Km qui varie de 11 (Oued Ladrat) à 114 Km (Oued Isser).

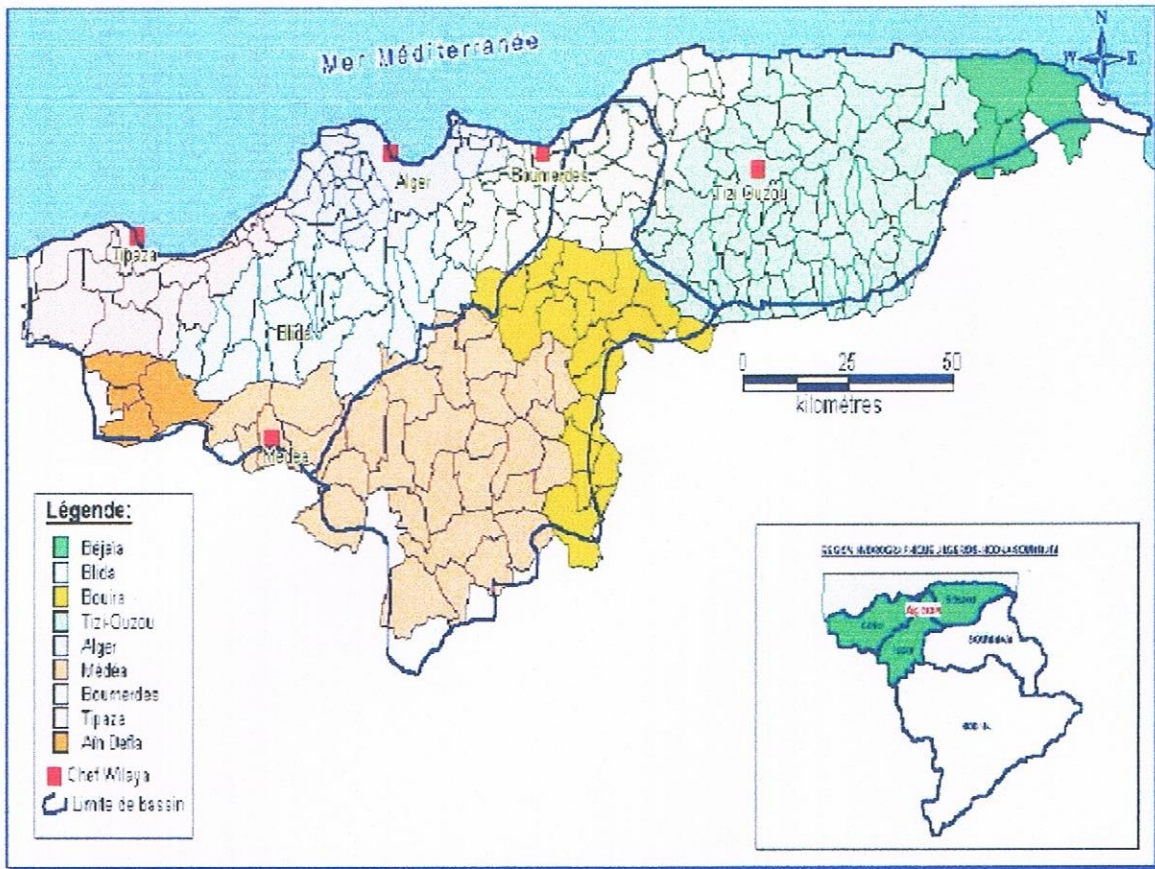


Fig.III.6.Région hydrographique Algéroise. (Google earth).

III.6. Aperçu géotechnique (A revoir)

L'étude géotechnique complète celle faite préalablement par les géologues. Elle englobe l'étude des propriétés mécaniques et physico-chimiques des sols et de l'interaction entre les terrains et les ouvrages environnants d'une part, l'ouvrage objet de la prestation du fait de sa réalisation et/ou de son exploitation d'autre part.

III.7. Présentation du projet

Le Tunnel de Thénia de la nouvelle ligne se substituera au tunnel existant. Il sera constitué de deux tubes, la longueur initialement étant égale à 159 m, sera maintenue pour le projet actuel. Les deux tubes serviront les voies vers Constantine et l'autre les voies vers Tizi-Ouzou.

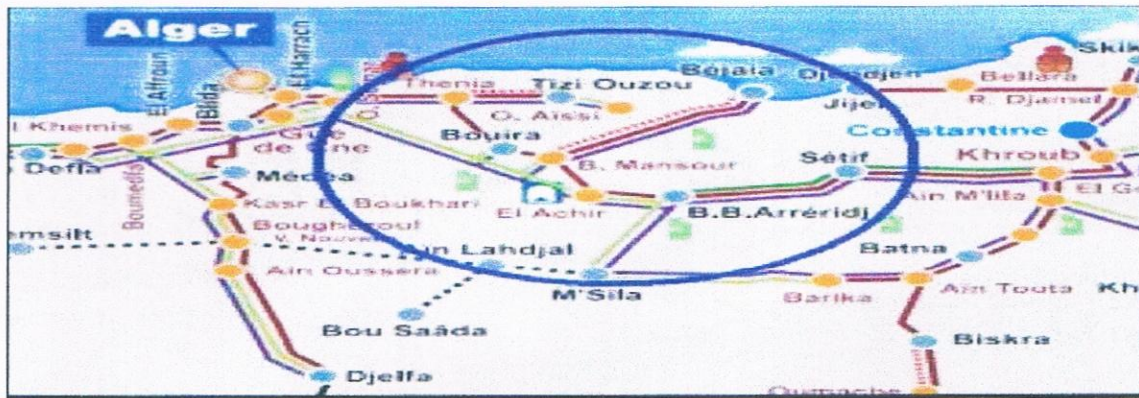


Fig.III.7. Localisation de la ligne ferroviaire Thénia Tizi-Ouzou.

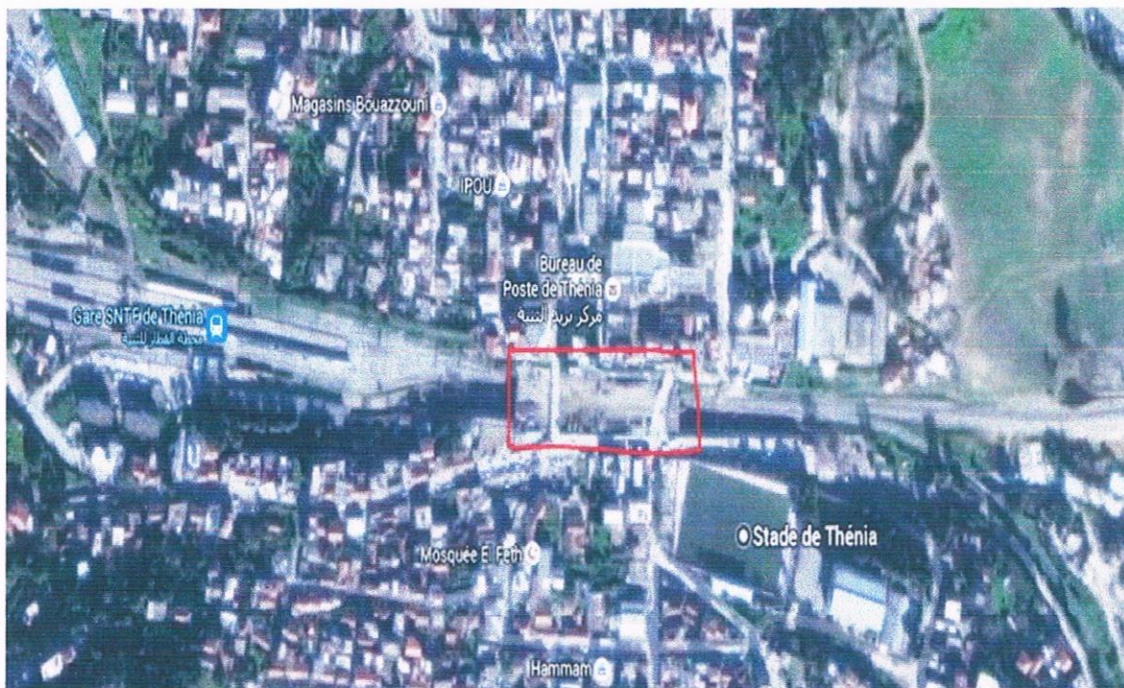


Fig.III.8. Localisation du projet.

III.8. Données géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au droit de l'ouvrage

Le domaine du projet est généralement caractérisé par une activité sismique importante, il s'étend en grande partie sur les formations post nappe du grand massif de Kabylie. Ceux-ci se composent de marnes du miocène avec de possibles intercalations de gypse dans les couches supérieures. On trouve en outre des calarénites du pliocène (grès calcaire) et des conglomérats, suivis de grès et de pélite quaternaire qui vont former l'extrémité d'une stratigraphie complète.

Les campagnes de reconnaissances effectuées nous ont permis d'établir, la synthèse des éléments géologiques, géotechniques et hydrogéologiques applicables pour la mise au point des méthodes d'exécution, ainsi que l'étude du soutènement.

Des sondages ont été exécutés pour l'avant projet le long du tracé et des essais en laboratoire ont été réalisés sur des échantillons de terrain prélevés en cours de sondage.

Ce qui nous a permis de mettre en évidence les formations suivantes :

Tableau.III.1. Stratigraphie de la zone d'étude.

Profondeur (m)	Description
0.00-3.00	Remblais récents sableux. (Rs)
3,00 – 21,00	Argile marneuse (Am)
>21,00	Calcaire dure (Cd)

Le site qui va abriter ce projet de tunnel se situe dans la ville Thénia, dans wilaya de Boumerdès. Au nord de l'Algérie.

III.10. Exploitation des résultats d'essais :

Suite à la demande de maître d'œuvre, le laboratoire (LMTPB) a procédé à une reconnaissance géotechnique sur le site qui abritera le projet de la modernisation de liaison ferroviaire Thénia Tizi-Ouzou.

Le rapport géotechnique qui est entre nos mains, comportent, deux sondage pressiométrique, essais d'identification, et essais de limites.

➤ Essai in situ

Deux sondages pressiométrique ont été réalisés, ou des valeurs de module pressiométrique E_m de pressions limites P_1 peuvent être tirées.

Ces valeurs sont illustrées sur le profile pressiométrique suivants

Chapitre III : Présentation du site d'implantation et du projet

Tableau.III.2. Classification des sols selon Menard.

Profondeur (m)	E (bar)	$\gamma \left(\frac{t}{m^3}\right)$	q_0 (bar)	PL(bar)	PL * (bar)	Lithologie
1.5	113.54	1.91	0.29	16.9	16.68	Remblais caillouteux et terre végétale
3	454.14	1.91	0.57	19.12	18.55	Argile sableuse
4.5	336.23	1.91	0.86	18.04	17.18	Sable argileux
6	245.59	1.91	1.15	16.59	15.44	
7.5	272	1.91	1.43	24.29	22.86	Limon argileux
9	635.04	1.91	1.72	22.21	20.49	
10.5	1223.70	2.05	2.15	22.66	20.51	Argile sablo-graveleuse
12	856.53	2.05	2.46	22.86	20.40	
13.5	1235.83	2.05	2.77	22.77	20	Argile sableuse a marneuse
15	747.78	2.02	3.03	17.68	14.64	
16.5	69.81	2.02	3.33	7.599	42.06	
18	232.37	2.02	3.64	31.95	28.31	
19.5	282.47	2.02	3.94	31.95	28.01	
21	324.77	2.02	4.24	47.93	42.99	
22.5	1334.66	2.02	4.55	52.64	48.1	Grés calcaire
24	871.20	2.02	4.85	55.3	51.46	

Chapitre III : Présentation du site d'implantation et du projet

➤ Essai de laboratoire

Les résultats d'essais d'identification et limites d'Atterberg, sont résumés dans le tableau ci-dessous. *Annexe*

Tableau.III.3. Résultats d'essais d'identification et limites d'Atterberg.

SC	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Densité sèche (kg/m ³)	Granulométrie Passant à 80µm	Limite d'Atterberg		
					W _L	W _P	I _P
SP 01	4,50-6,00	17,72	1,64	47,02	32,15	19,07	13,08
	9,00-10,50	23,67	1,67	57,12	35,70	19,95	15,75
	12,00-13,5	20,28	1,69	53,75	28,07	18,37	9,70

Jusqu'à 13,5(m) de profondeur, on rencontre des argiles, avec des densités sèches ne dépassant pas 1,7 (kg/m³), avec un comportement plastique à peu près plastique en présence d'eau.

➤ Nappe phréatique

D'après le rapport géotechnique la nappe est située à 13(m) de profondeur.

➤ Caractéristiques géotechniques

Tous les résultats présentés ci-dessous donnés par le rapport géotechnique, ont été déterminés sur la base des différents essais de laboratoire effectués sur des échantillons de sol à partir des sondages carottés.

Tableau.III.4. Caractéristiques géotechniques du site.

Description	γ_h [KN/m ³]	c [KN/m ²]	ϕ [°]	E [KN/m ²]	ν
Remblais sableux.	19,10	10	40	8,813 E5	0.3
Argile marneuse.	20,20	266	15	9.29 E4	0.30
Calcaire.	20,20	874	20	1.054 E5	0.30

III.9. Conception de la structure

Notre tunnel est composé de deux voies de circulation pour chaque tube. Ses dimensions sont illustrées dans la figure suivante :

(Non visible)

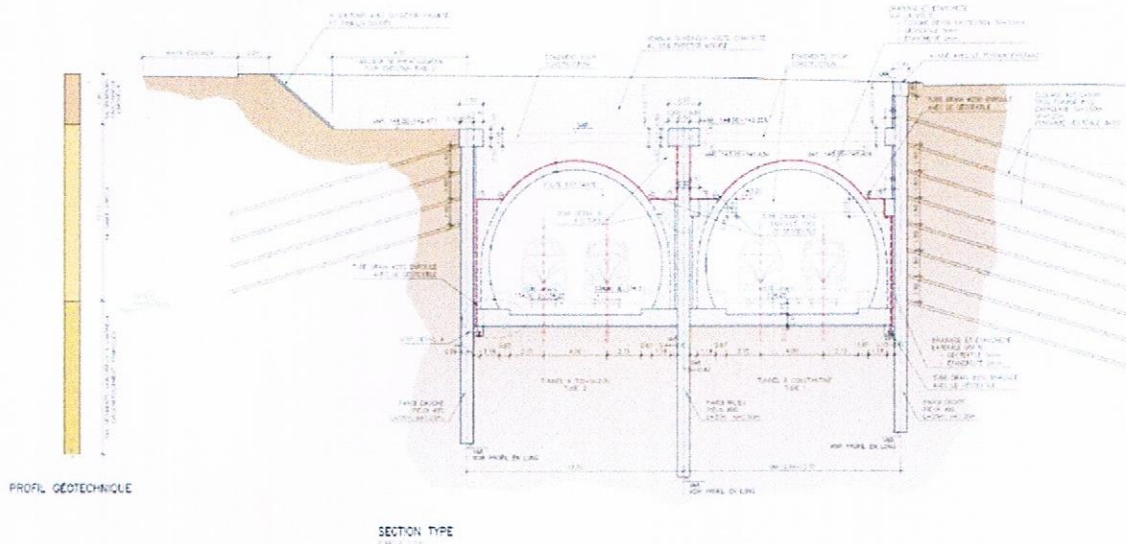


Fig.III.10.Géométrie du tunnel.

Les tubes sont exécutés en tranchée couverte entre parois de pieux de diamètre 80cm

III.9.1. Tranchée couverte

Lorsque l'ouvrage est à construire dans une artère à grand trafic et qu'il importe donc de réduire significativement les entraves à la circulation, il est préférable d'utiliser la méthode d'exécution en tranchée couverte. Celle-ci est fortement inspirée de la méthode de construction en tranchée ouverte et elle vient pour compenser ces inconvénients.

Après avoir dévié les égouts, les câbles et les canalisations des services publics situés dans les limites de l'ouvrage, on construit successivement les pénétrations par l'un ou l'autre des procédés, comme on le ferait en tranchée ouverte.

La dalle de toiture est ensuite coffrée à même le sol et en plusieurs parties pour réserver, à tout moment, une ou plusieurs bandes de chaussée pour la circulation de surface. Une fois la dalle terminée, on rétablit définitivement la voirie et on effectue les terrassements à l'abri de la dalle, le radier étant bétonné en dernier.

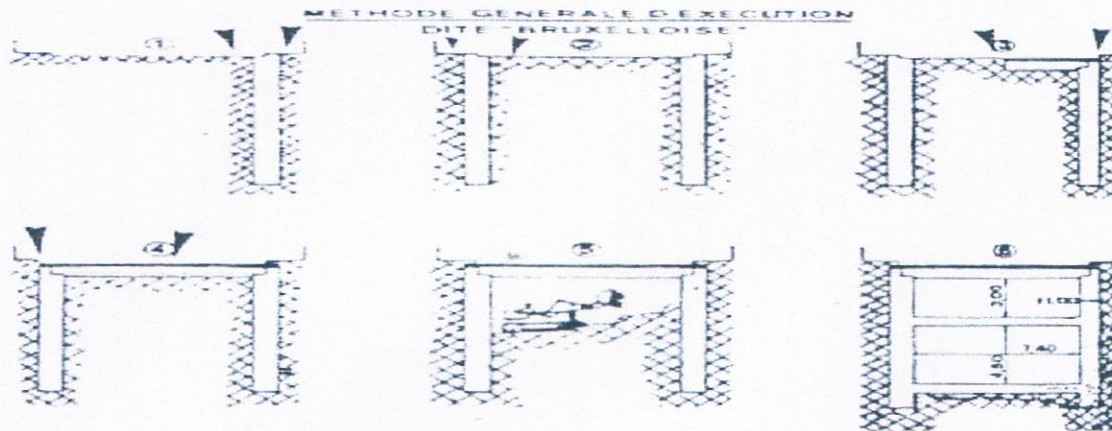


Fig.III.11. La méthode « BRUXELLOISE »

- La paroi droite, du côté de la route, est réalisée en pieux séparés de 1.20m. Étant donné qu'elle limite le chantier avec la route, son couronnement est défini bien à la limite du niveau du terrain existante. En plus, cette paroi est renforcée avec un clouage pour garantir la stabilité aussi de la paroi que de la route à l'extrados.
- La paroi au milieu est réalisée en pieux séparés de 0.90m entre axes, elle doit garantir la stabilité de la voûte existante à l'extrados. Elle ne peut pas compter sur la possibilité d'y ajouter des clous pour renforcer le sol à cause de la présence de cette voûte, raison pour laquelle deux niveaux d'étaie provisoires pour la construction sont incluses.
- La paroi à gauche, du côté de la ville, est réalisée avec des pieux séparés de 1.20m avec un seul niveau supérieur d'étaie provisoire pour construction, puis qu'on ne peut pas y mettre le deuxième niveau à cause de la présence de la voûte existante. Aussi même, La paroi présente un clouage qui doit être exécuté avant de démolir la voûte existante et une excavation préalable à l'extrados est prévu afin de réduire la poussée sur la paroi.



Fig.III.12. Ouvrage construit dans une fouille avec soutènement par parois verticales.

III.9.2. Renforcement

➤ Parois pieux

- Hauteur = 20(m) ;
- Diamètre = 0,8(m) ;
- Longueur de la paroi = 159(m).

➤ Clouage

- longueur = 12(m) ;
- diamètre = 25(mm) ;
- espacement verticale = 1,5(m) ;
- espacement horizontale = 1,2(m).

III.9.3. Etanchéité et Système de drainage

➤ Etanchéité

Le système d'étanchéité de la dalle supérieure est composé de :

- Étanchéité 2mm ;
- Géotextile 5 mm ;
- Couche de béton de protection 30-33mm.

• Système de drainage

(à revoir).

Dans les zones où se vérifient des conditions hydrologique adverses, particulièrement dans lesquelles ou en prévoit que puissent ce produire des infiltrations d'eau importantes sont installé à l'avance et à l'avant de l'excavation des systèmes de drainage d'une capacité a adéquate d'écoulement des débits affluant constitué de draine subhorizontaux profond d'une longueur de 12m réalisé au tour de la section avec une inclinaison de près de 15° vers l'extérieur.

- L'installation de ce dispositif, constitué de tube de PVC cannelés et perforés, recouvert de géotextile.
- Un autre dispositif de drainage toujours en PVC de diamètre de 250 et installé sur l'axe du tunnel. (mm)

IV.10. Conclusion

Suite les études effectuées « géologique, géotechnique et hydrogéologique » et le rapport géotechnique qui nous a été fourni par L.M.T.P.B du site, d'où on a l'opportunité de faire les calculs nécessaires a inclure dans le logiciel FLAC^{2D} à fin d'avoir les résultats finale de notre travail.

une bonne simulation

***Chapitre IV : Modalisation Numérique du
« sol-tunnel » avec renforcement.***

Chapitre IV : Modalisation Numérique du « sol-tunnel » avec renforcement.

IV.1 Introduction

Après avoir pris connaissance du site d'implantation et du tunnel qui sera réalisé, ainsi que le mode opératoire du code FLAC^{2D}, on procédera à la modélisation de comportement de l'ensemble « Sol-Tunnel » avec et sans renforcement, en étudiant l'influence de quelques paramètres.

IV.2 Simulation du modèle (sol-structure)

IV.2.1 Présentation du problème

- On considère un profil du sol, constitué de trois couches, dont les propriétés ont été données dans le chapitre précédent.
- On a considéré la hauteur du profil égale à 35 (m), et choisi une longueur de 50 (m) de manière à avoir de bonnes résultats.

IV.2.2 Le maillage

On discrétise le profil de sol en 100 x 70 mailles, d'où on aura des mailles de 0,5 (m).

IV.2.2.1. Conditions aux limites

On considère des déplacements selon x nul ($\epsilon_x=0$) sur les côtés, et selon x et y nul ($\epsilon_x=0$, $\epsilon_y=0$) sur la base du profil.

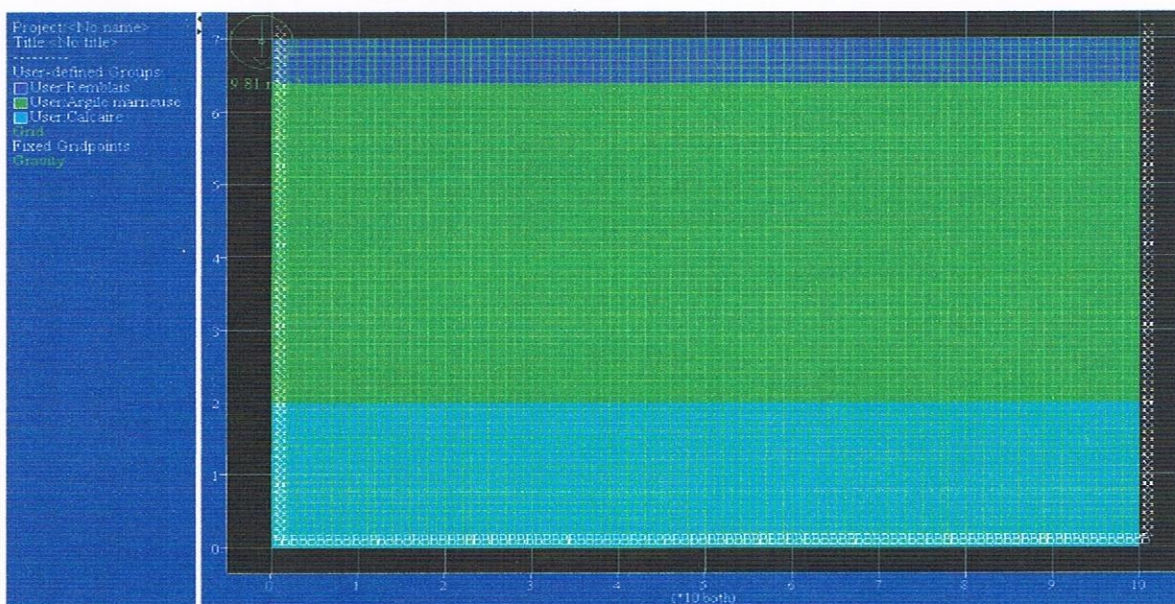


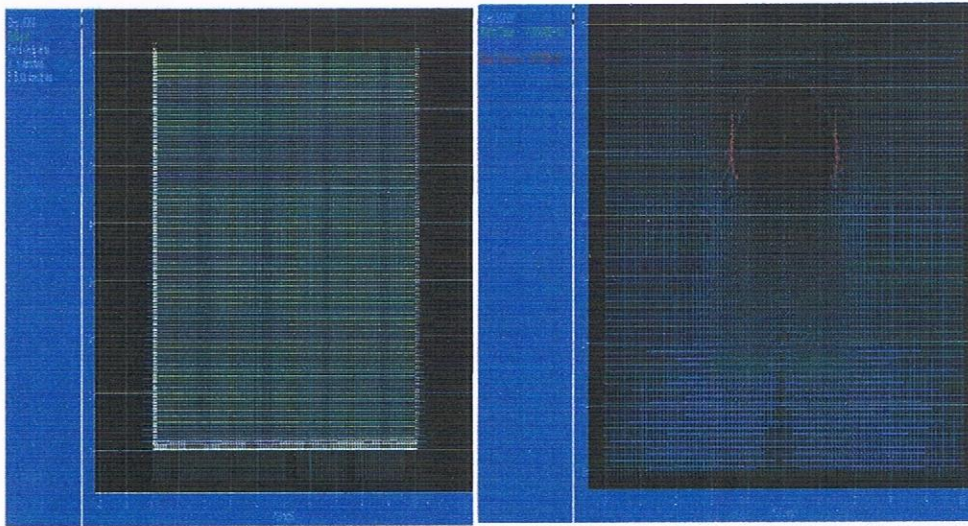
Fig.IV.1 fixation du profil.

IV.2.2.2. Conditions initiales

Avant d'appliquer une charge, il faut représenter l'état initial du sol, pour cela, on lui applique l'état de contraintes initiales, qui représente la pression des terres au repos.

$$\sigma_{yy} = \rho \cdot g \cdot H, \sigma_{xx} = K_0 \sigma_{yy} \text{ et } \sigma_{xx} = \sigma_{zz}$$

K_0 : coefficients des terres au repos.



a) Avant excavation.

b) Après excavation.

Fig.IV.2. Contrainte appliqué (FLAC^{2D})

V.2.2.3. Modèle de comportement

Pour sa simplicité, et le faible nombre de paramètres qu'il fait intervenir, on s'est intéressé au model élastoplastique de Mohr-Colomb pour le sol de paramètres suivants:

Tableau. IV.1. Paramètres du sol.

Couche	Module de compressibilité K	Module de cisaillement G	Contraintes verticaux σ_{yy}	Contraintes horizontaux $\sigma_{xx} = \sigma_{zz}$
Remblais	$7.03 \cdot 10^8$	$3,63 \cdot 10^8$	$-5,73 \cdot 10^4$	$-2,865 \cdot 10^4$
Argile marneuse	$8,26 \cdot 10^7$	$3,82 \cdot 10^7$	$-4 \cdot 10^5$	$-2 \cdot 10^5$
Calcaire	$1,47 \cdot 10^8$	$3,82 \cdot 10^7$	$-7,03 \cdot 10^5$	$-3,52 \cdot 10^5$

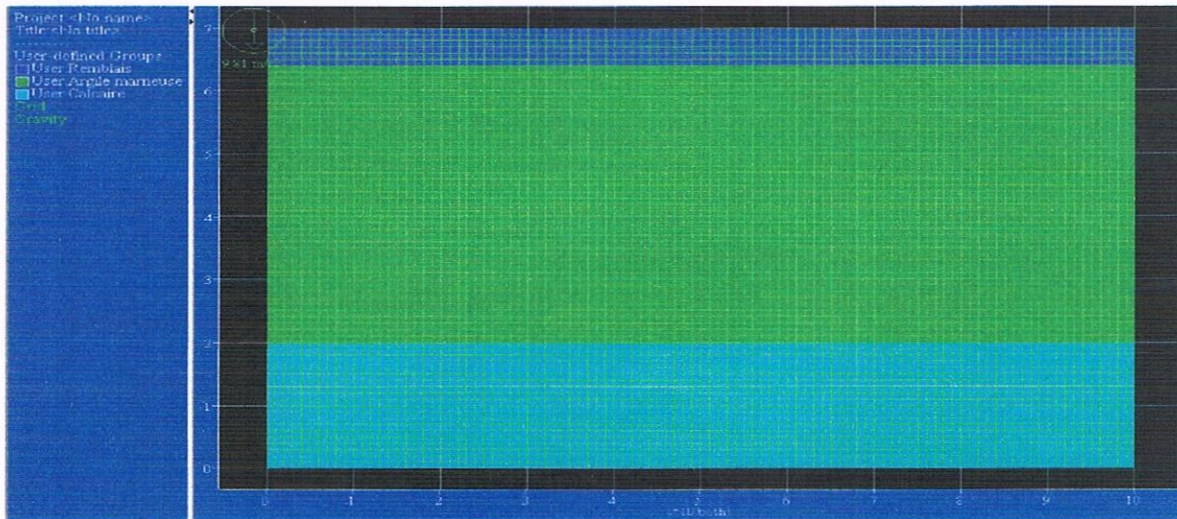


Fig.IV.3. Modèle Mohr Coulomb (FLAC^{2D}).

IV. 3. Modélisation du comportement du sol avant l'excavation

On a modélisé le profil du sol déjà défini, avec tous les conditions cités avec un chargement statique avec et sans présence d'eau.

- 1^{er} cas : absence de la nappe phréatique avec chargement.

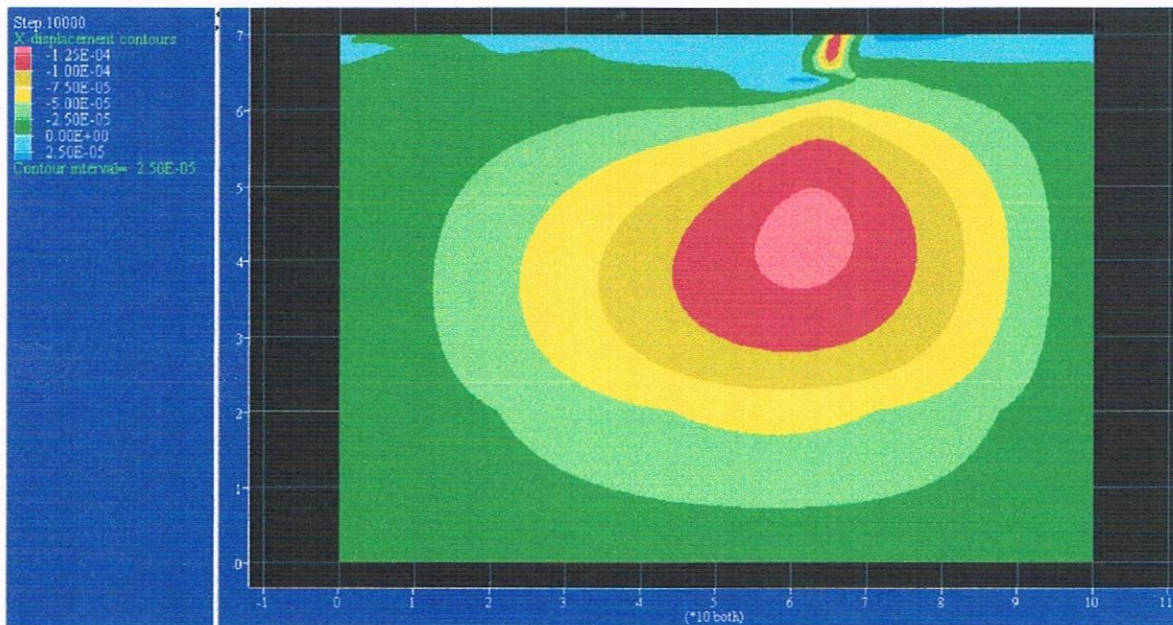


Fig.IV.4. Déplacements horizontaux du sol

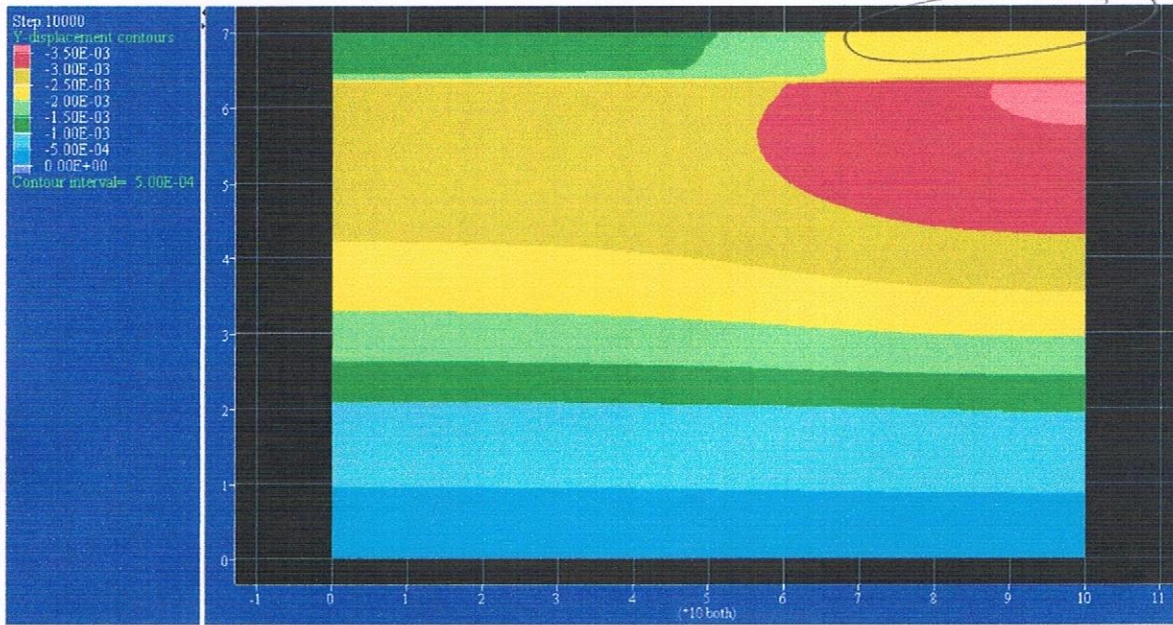


Fig.IV.5. Déplacements verticaux du sol.

- 2^{ème} cas : Présence de la nappe phréatique à 13(m) et une charge statique de 10(KN) appliqué du côté droit du profil.

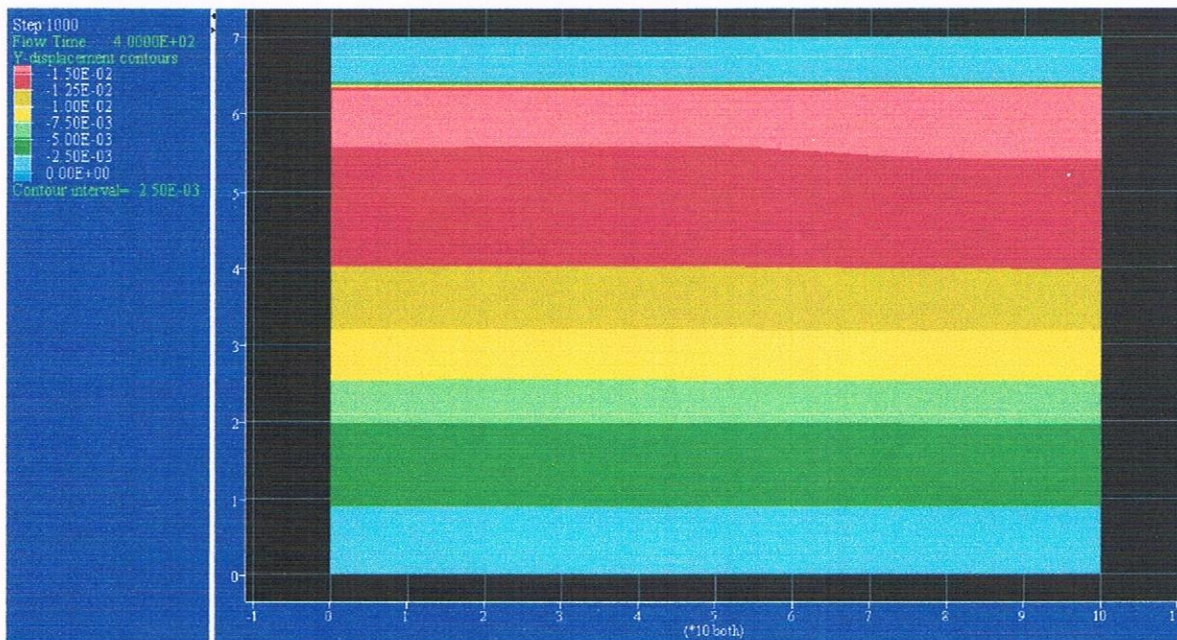


Fig.IV.6. Déplacement vertical du sol.

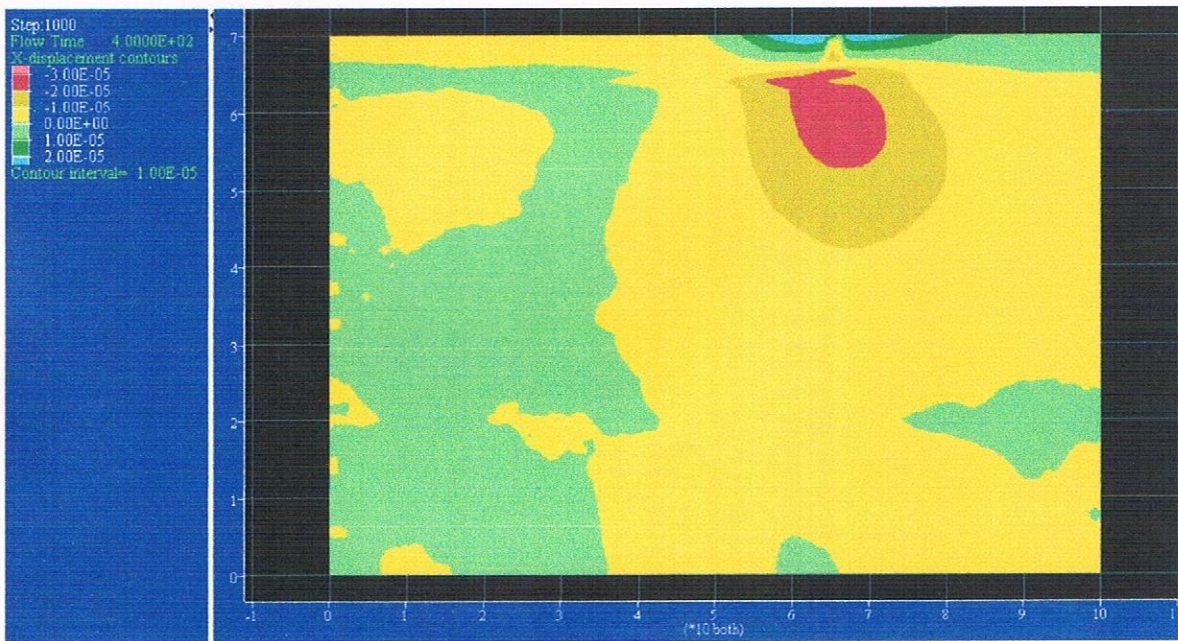
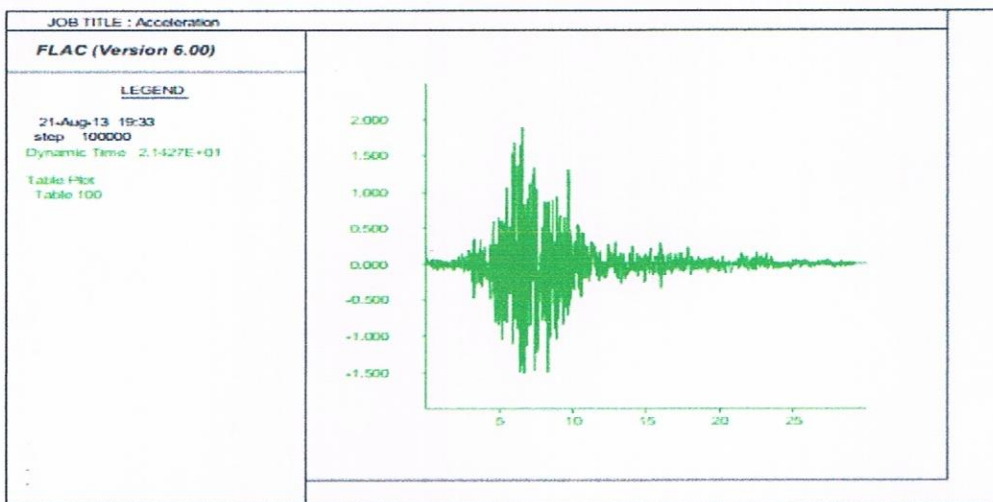


Fig.IV.7. Déplacement horizontal du sol.

- 3^{ème} cas : présence de la nappe phréatique à 13(m) avec un chargement statique et dynamique (sous sollicitation sismique) appliqué.

On sait que la région de Thénia se trouve dans une zone sismique (zone III, RPA) ce qui nous a poussé à modéliser le profil de sol avec une excitation sismique cette dernière a été appliqué a la base.



*a. Trans.
roche.
= 0,3g*

Fig.IV.8. l'accélerogramme appliqué.

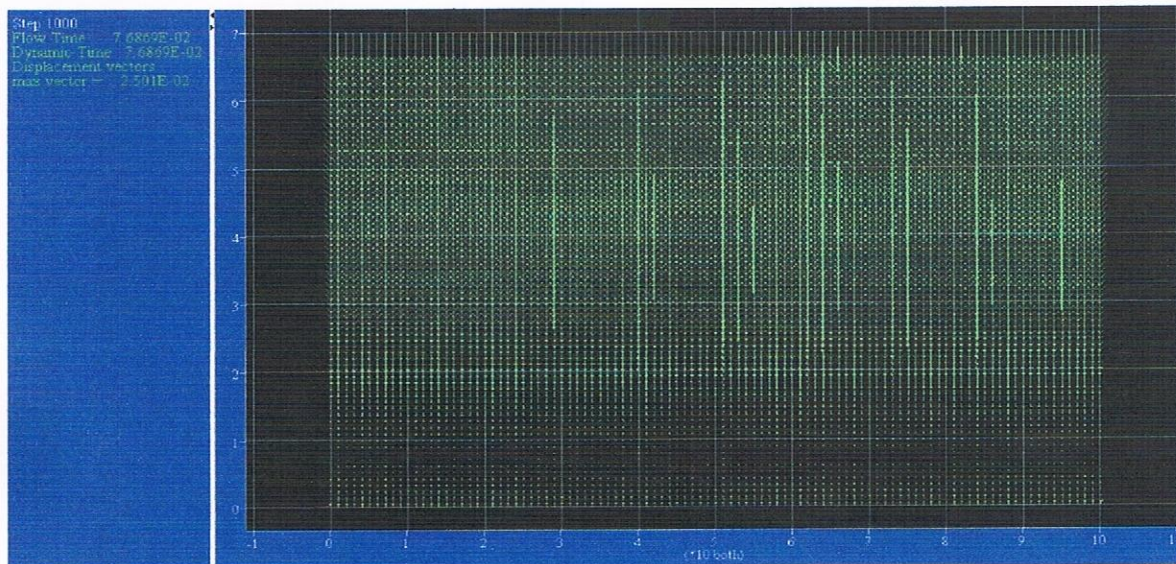


Fig.IV.9. Vecteur déplacement.

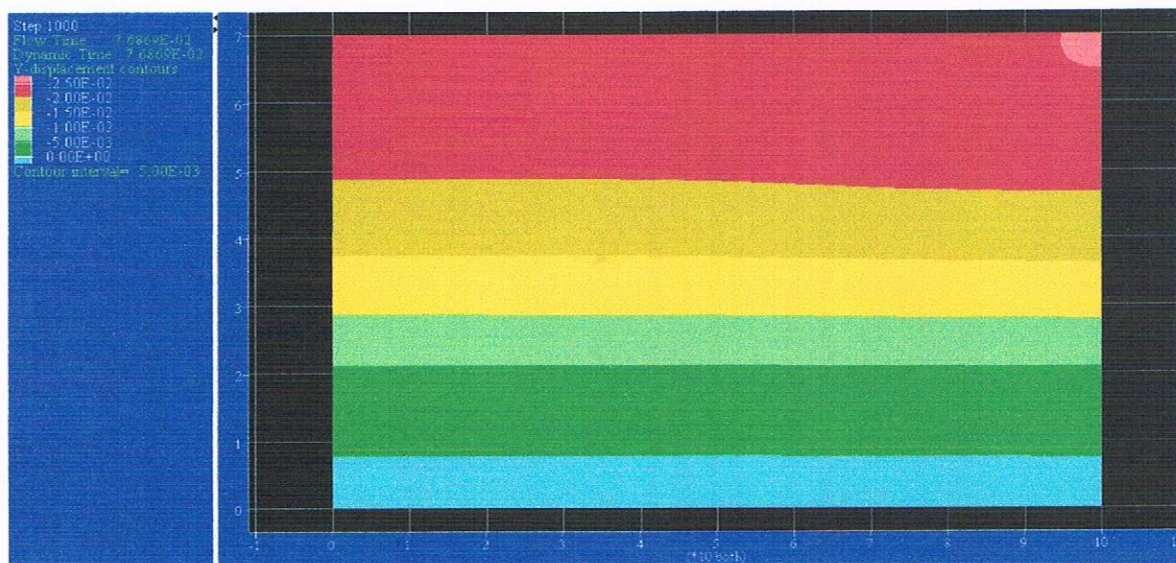


Fig.IV.10. Déplacement vertical du sol.

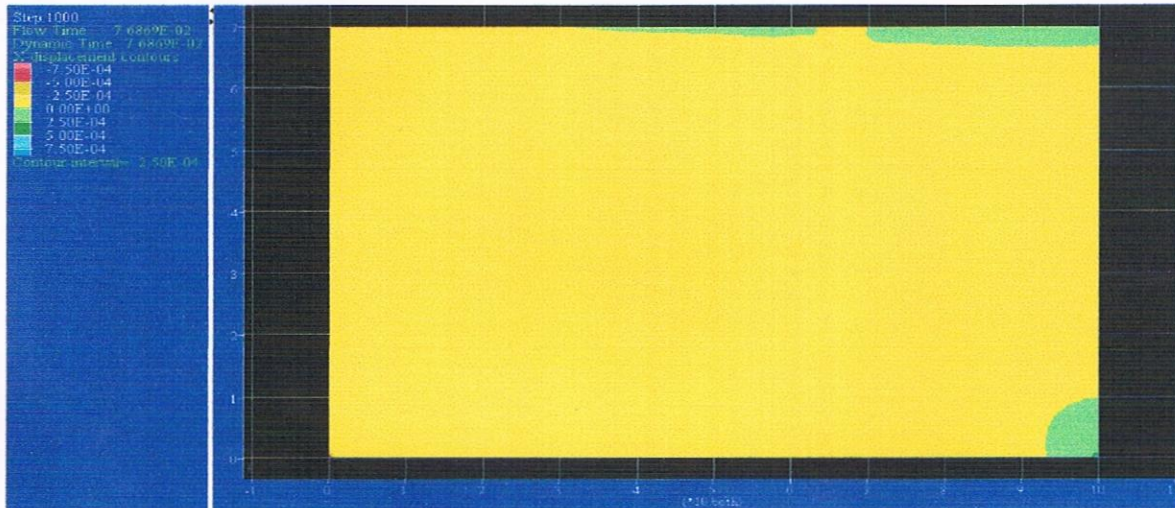


Fig.IV.11. Déplacement horizontal du sol.

IV.3.1. Interprétation

Tableau.IV.1. Résultats des déplacements du sol.

Paramètres introduits	Déplacement vertical max (m).	Déplacement horizontal max (m).	Vecteur de déplacement max (m)
Chargement sans nappe phréatique.	$3,5 \cdot 10^{-3}$	$1,25 \cdot 10^{-4}$	$3,53 \cdot 10^{-3}$
Sous chargement statique avec nappe	$1,5 \cdot 10^{-2}$	$3 \cdot 10^{-5}$	$1,15 \cdot 10^{-2}$
Sous chargement séismique.	$2,5 \cdot 10^{-2}$	$7,5 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-2}$

Le vecteur déplacement est dirigé vers le bas, dans le sens contraire de l'axe vertical Y, se qui signifie qu'on a un tassement du sol.

En comparant le résultat des 3 cas, on remarque que les déplacements augmentent lorsque il y a présence de nappe, ces derniers sont très importants sous un chargement dynamique, se qui montre l'influence de ces deux paramètres sur la réponse du sol.

IV.4. Modélisation du comportement du sol avec tunnel

On a procédé à l'excavation du sol, pour modéliser le tunnel qui est réalisé en béton armé.

Pour étudier le comportement du tunnel on a utilisé le modèle élastique linéaire isotrope de Hooke, avec les propriétés suivantes.

On a modélisé l'ensemble sol-tunnel sans et avec chargement en présence et absence de l'eau et en dernier avec un chargement dynamique, les résultats sont donnés ci-dessous.

Tableau.IV.2. Propriétés mécanique de la structure.

Chapitre IV : Modalisation Numérique du « sol-tunnel » avec renforcement.

Propriétés mécaniques	E (Pa)	ν	I (m ⁴)
Tunnel.	3,59E10	0,2	0,0416

➤ 1^{er} cas : excavation du sol avec absence de la nappe phréatique

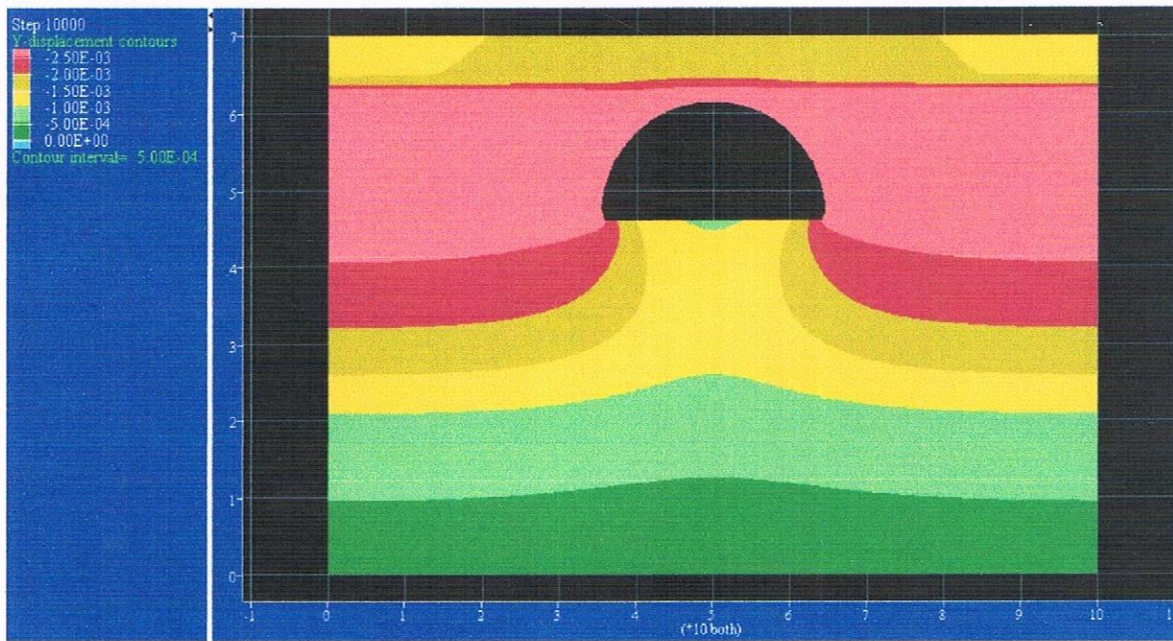


Fig.IV.12. Déplacement vertical du sol.

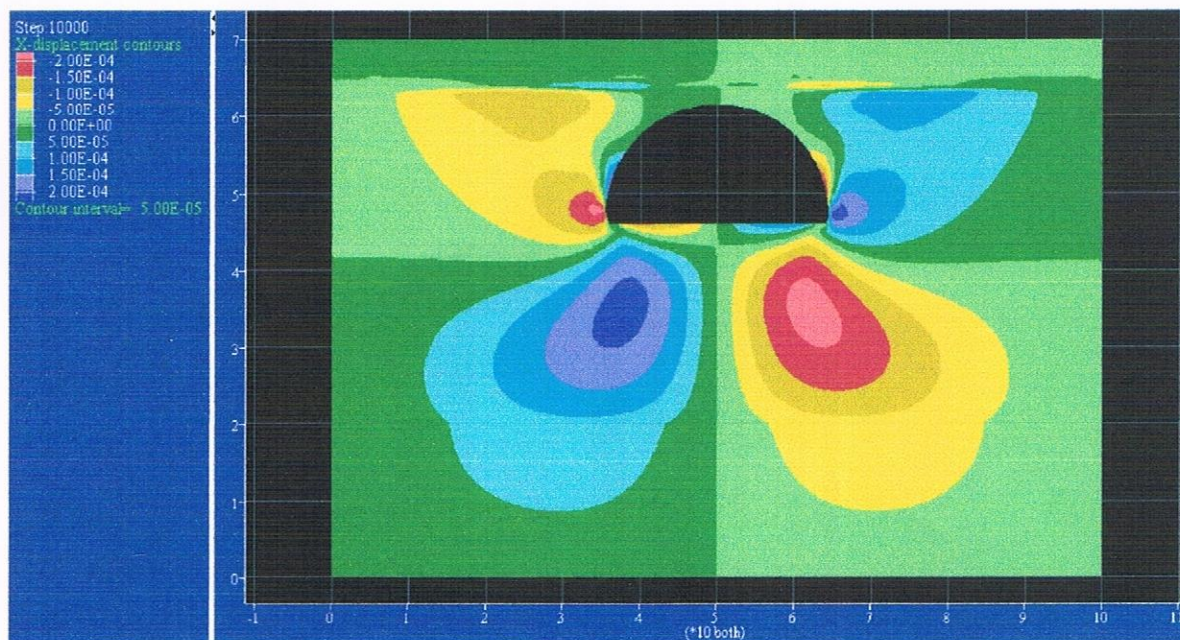


Fig.IV.13. Déplacement horizontal du sol.

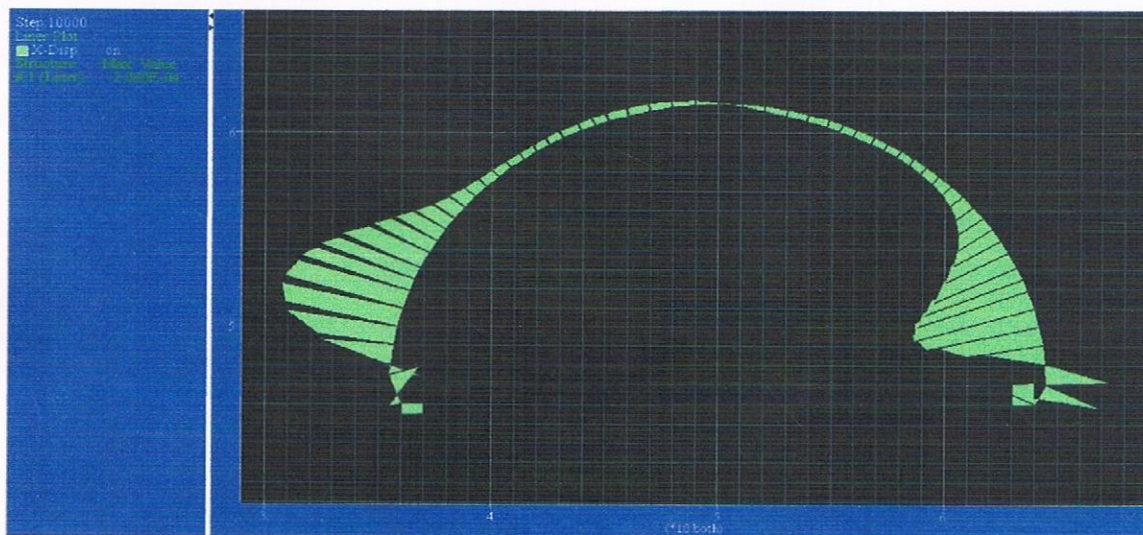


Fig.IV.14. Déplacement horizontal du tunnel.

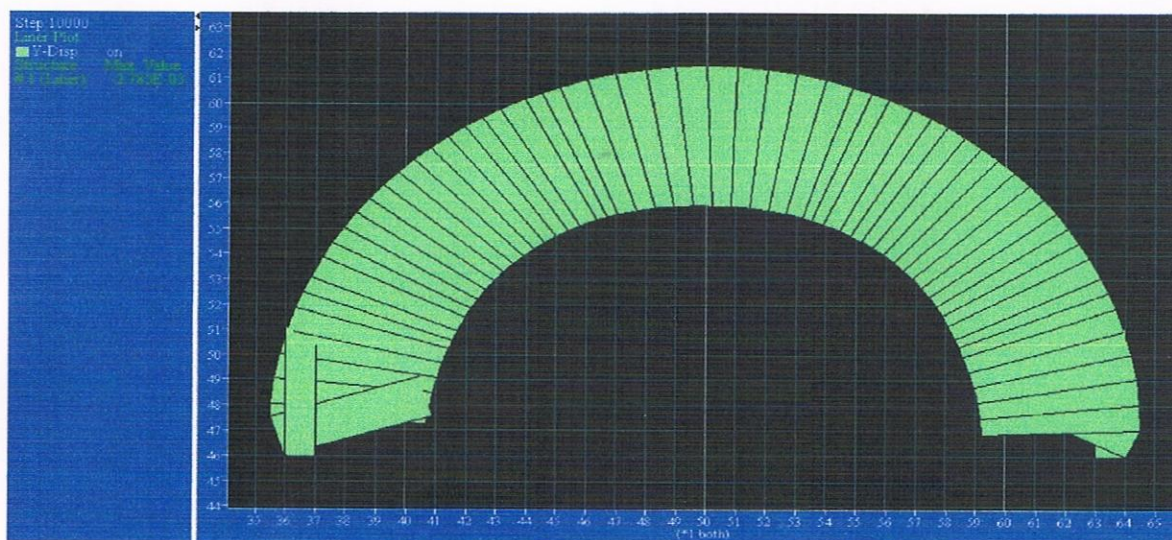


Fig.IV.15. Déplacement vertical du tunnel.

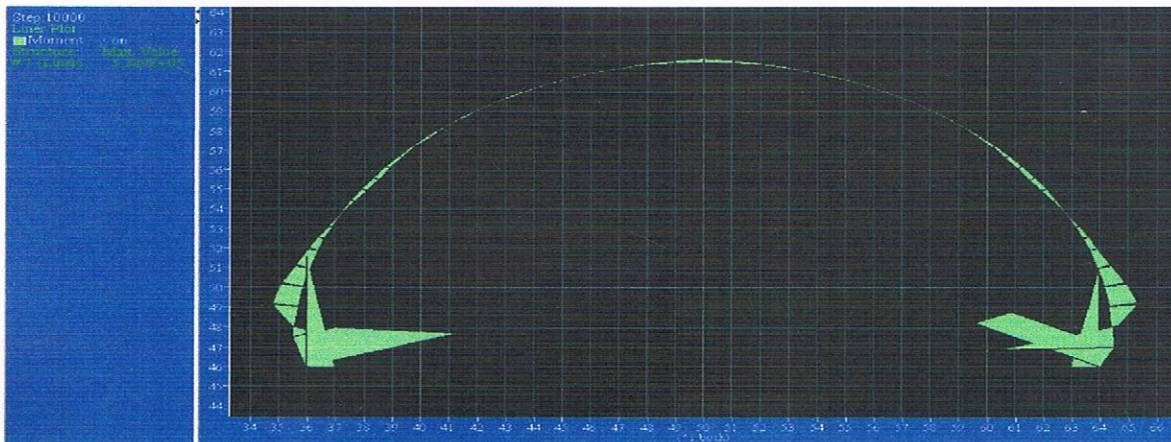


Fig.IV.16. Le moment fléchissant du tunnel dû au poids du sol.

➤ 2^{ème} cas présence de la nappe phréatique à 13(m) de profondeur

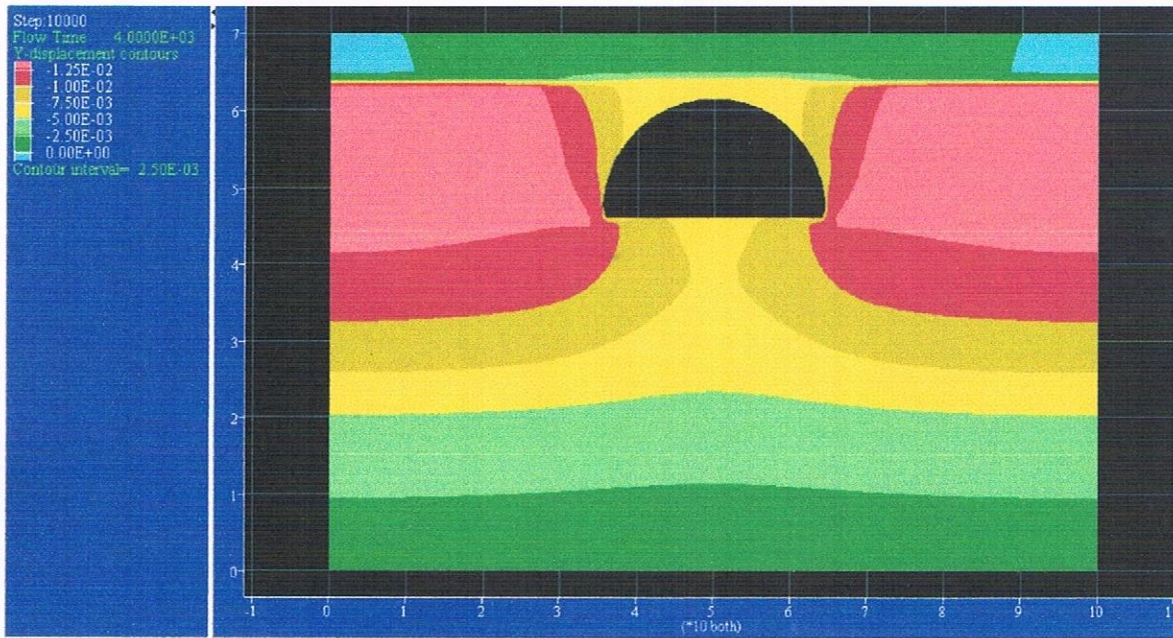


Fig.IV.17. Déplacement vertical du sol.

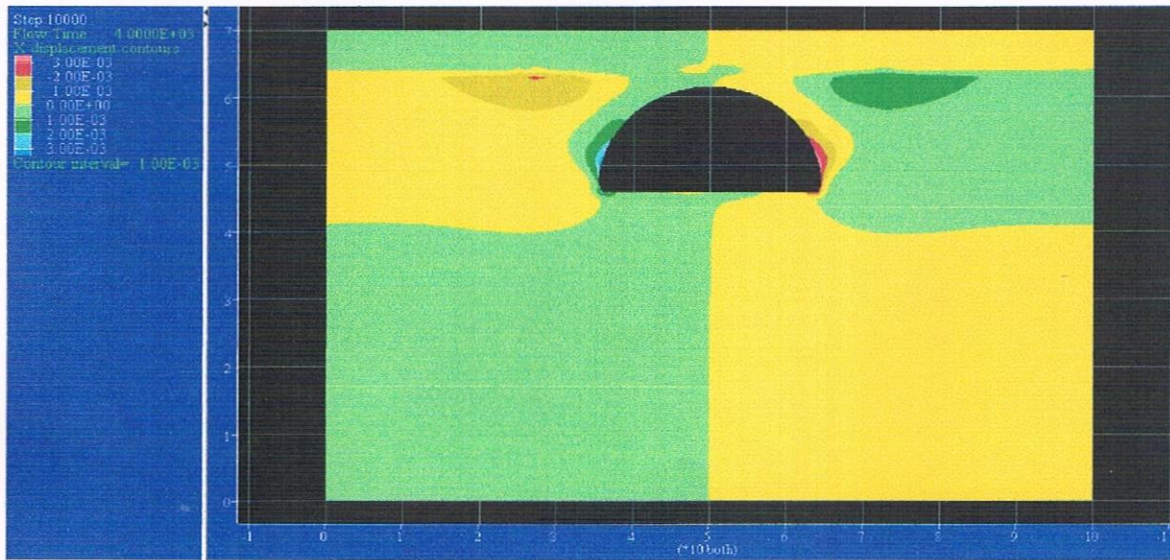


Fig.IV.18. Déplacement horizontale du sol.

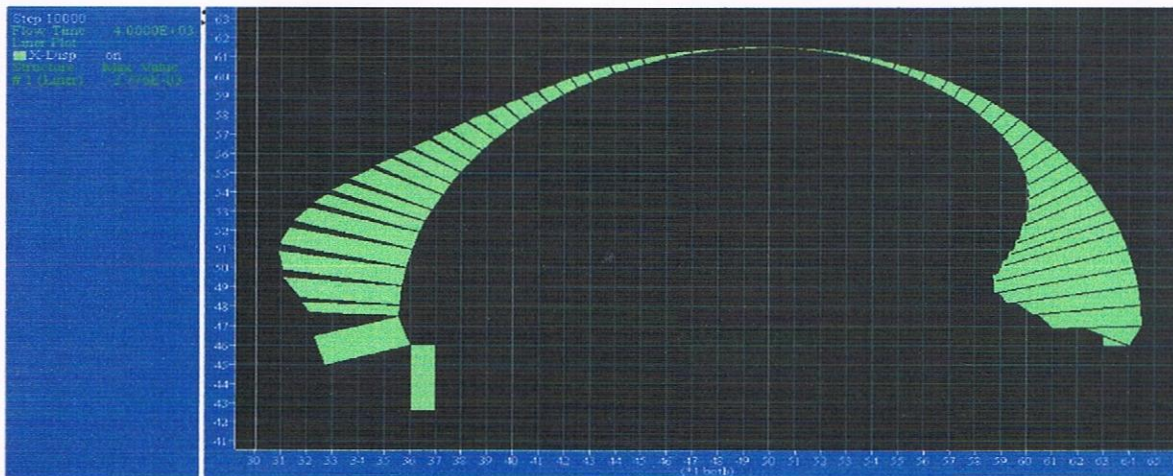


Fig.IV.19. Déplacement horizontal du tunnel.

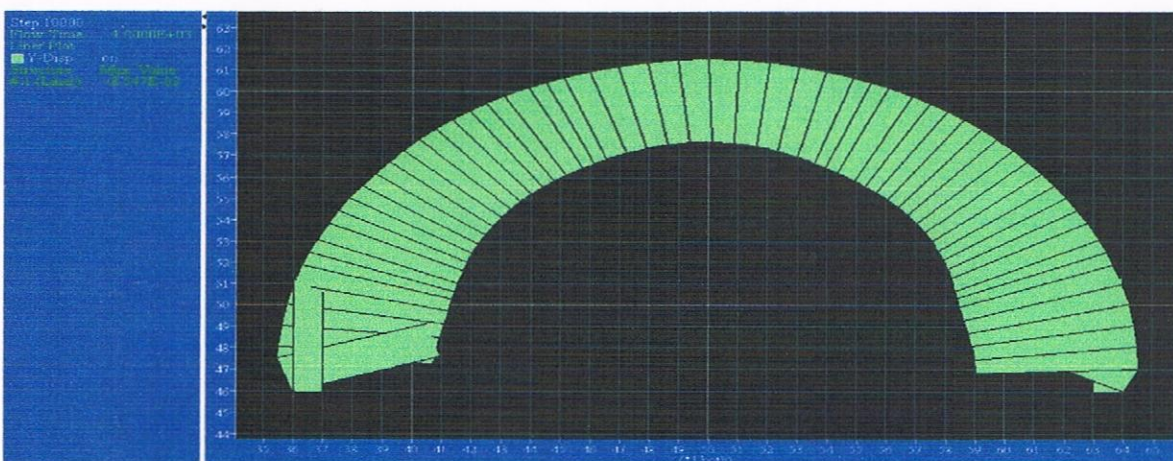


Fig.IV.20. Déplacement vertical du tunnel.

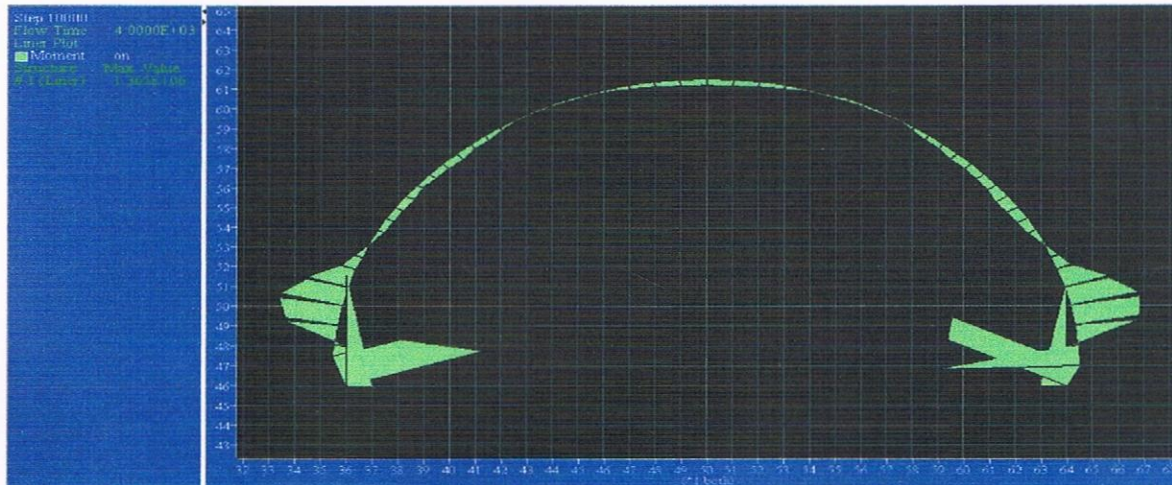


Fig.IV.21. Moment fléchissant dû au poids du sol.

- 3^{ème} cas : Présence de la nappe phréatique à 13(m) et une charge statique de 10(KN) appliqué du côté droit du profil.



Fig.IV.22. Déplacement vertical du sol.

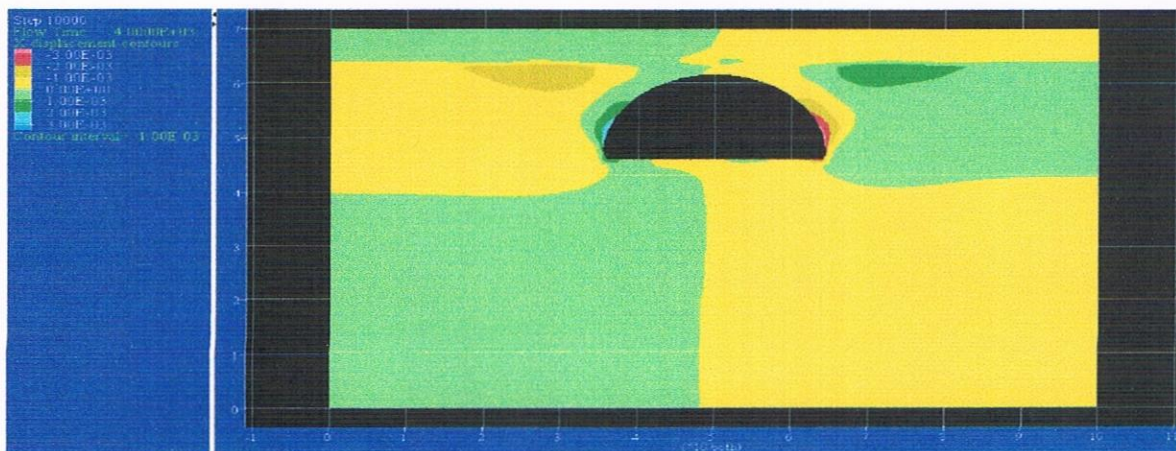


Fig.IV.23. Déplacement horizontal du sol.

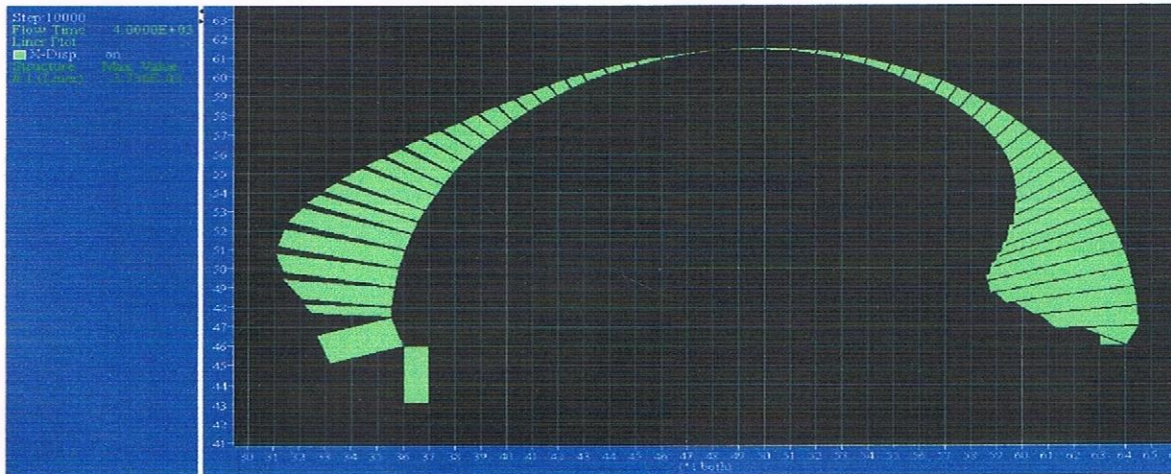


Fig.IV.24. Déplacement horizontal du tunnel.

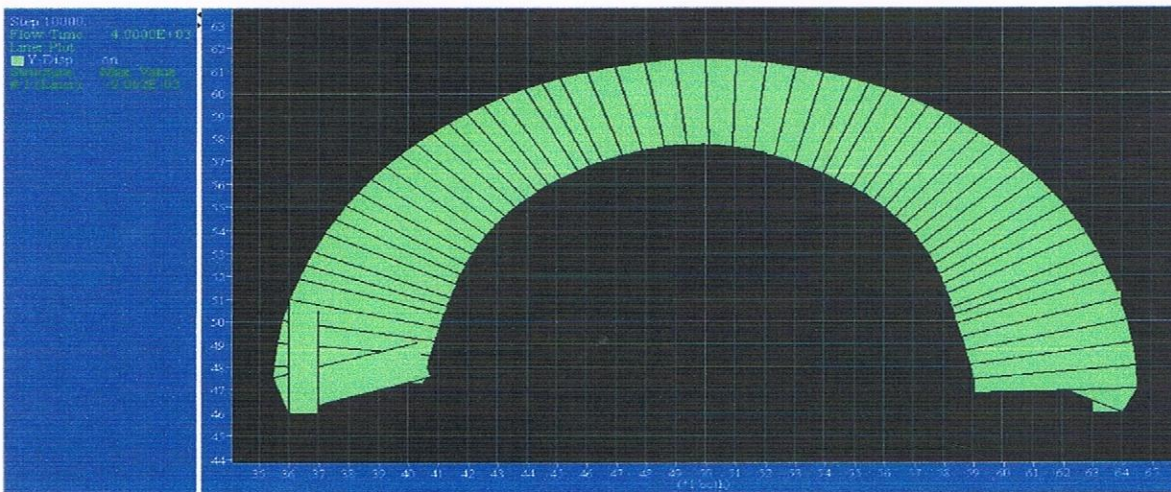


Fig.IV.25. Déplacement vertical du tunnel.

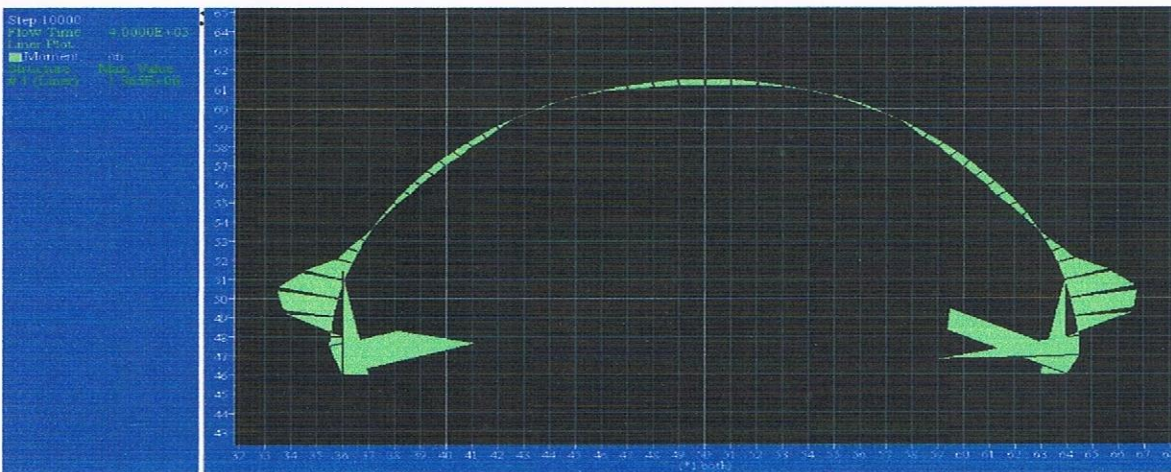


Fig.IV.26. Moment fléchissant du tunnel dû au poids du sol et la charge appliquée.

Chapitre IV : Modalisation Numérique du « sol-tunnel » avec renforcement.

- 4^{ème} cas : présence de la nappe phréatique à 13(m) avec un chargement statique et dynamique (sous sollicitation sismique) appliqué.

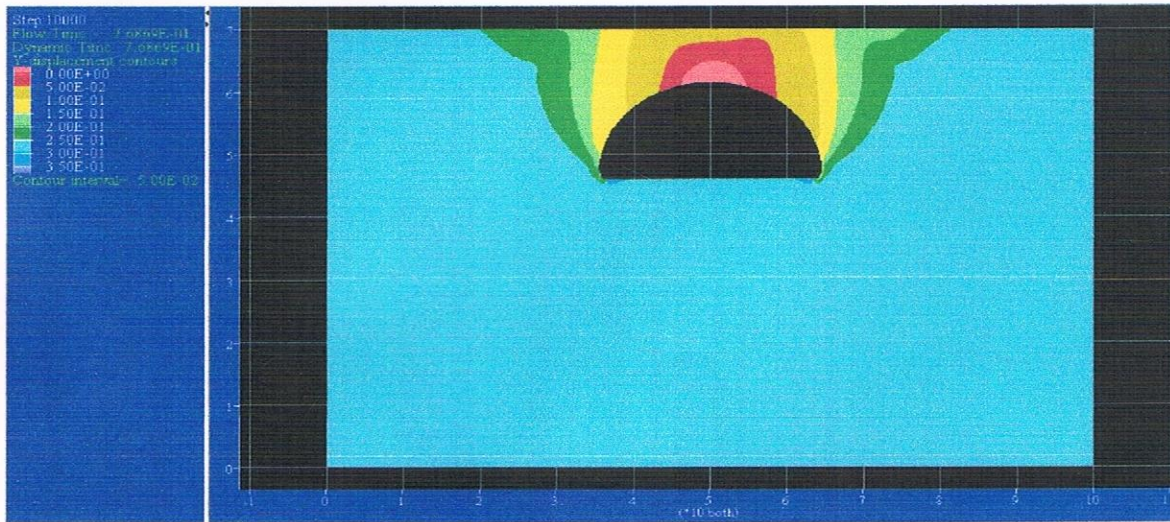


Fig.IV.27. Déplacement vertical du sol

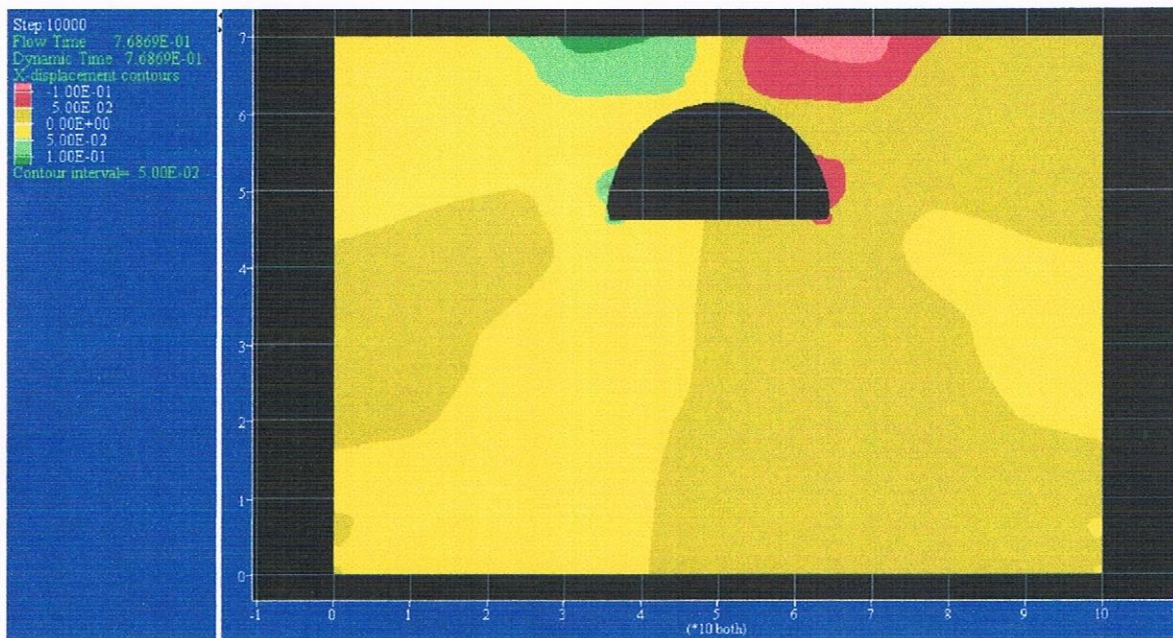


Fig.IV.28. Déplacement horizontal du sol.

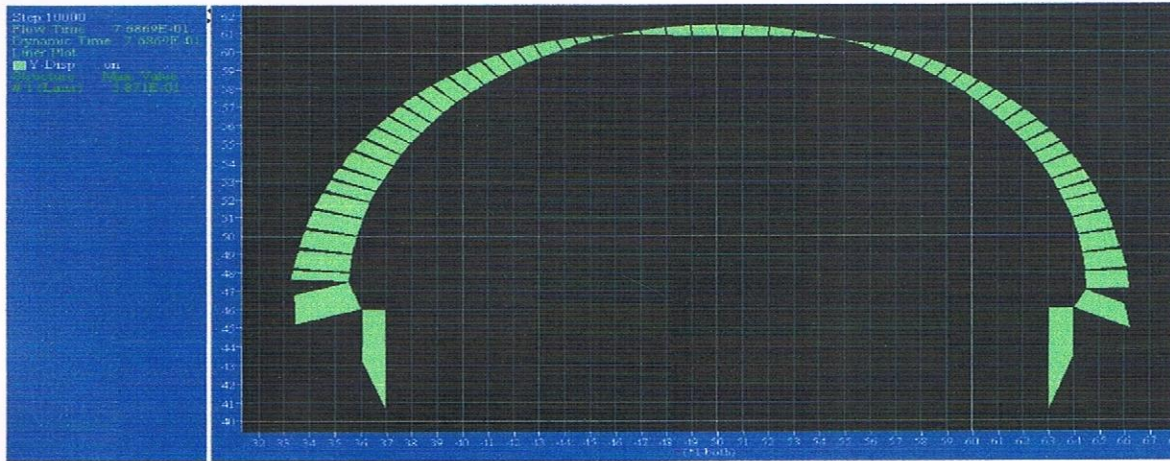


Fig.IV.29. Déplacement vertical du tunnel.

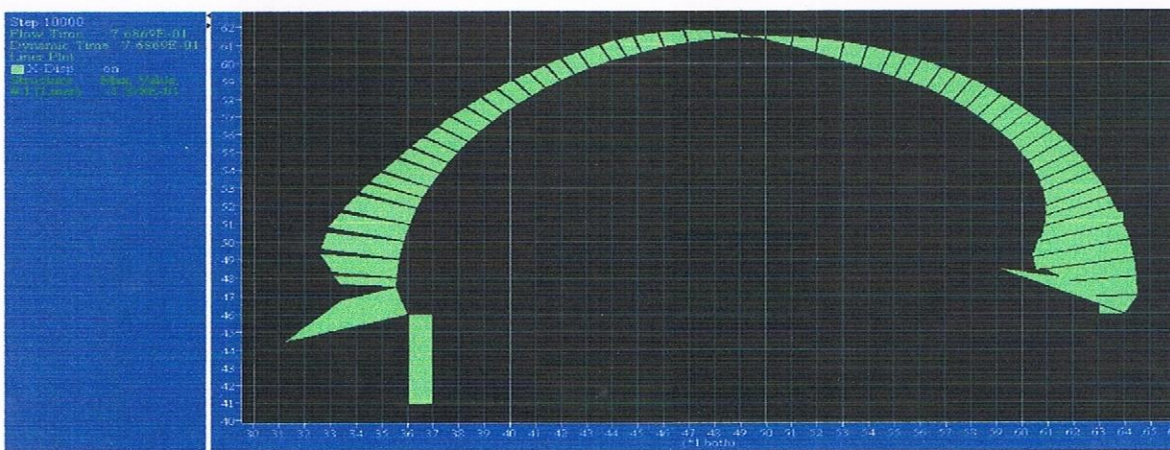


Fig.IV.30. Déplacement horizontale du tunnel.

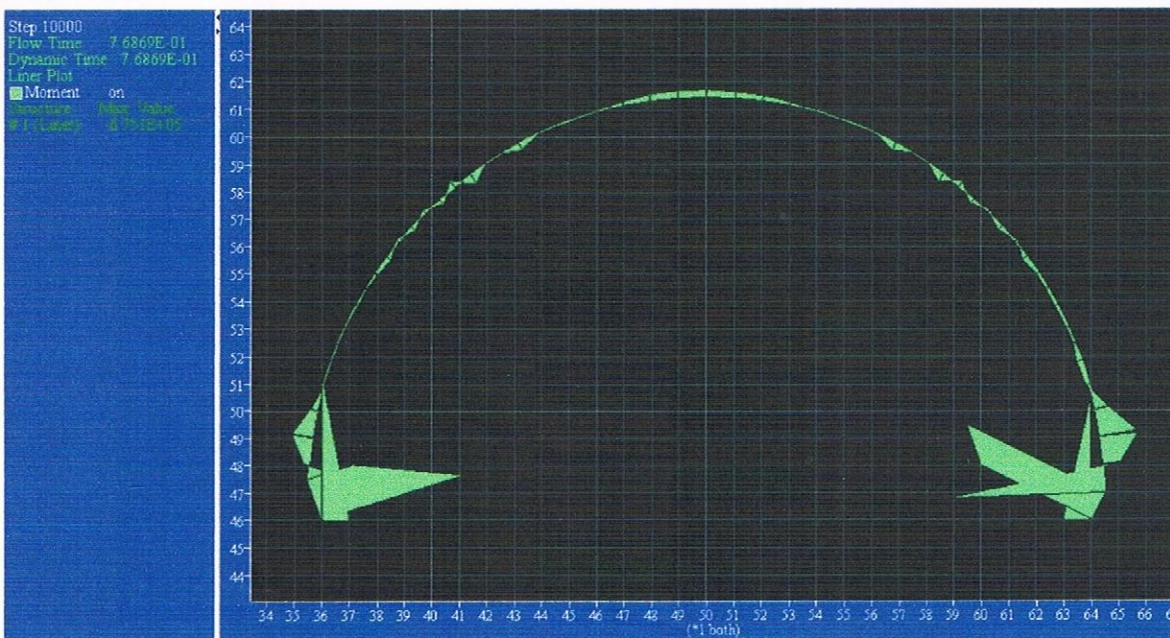


Fig.IV.31. Moment fléchissant dû aux chargements statique et dynamique.

Chapitre IV : Modalisation Numérique du « sol-tunnel » avec renforcement.

IV.4.2. Interprétation des résultats

Les déplacements et les moments augmentent en fonction des paramètres introduits dans les différents cas comme le montre le tableau suivant :

Tableau.IV.3. Les déplacements et les moments max du sol et tunnel

Paramètres introduits	Déplacement vertical max du sol (m).	Déplacement horizontal du sol max (m).	Déplacement max du tunnel.		Moment fléchissant du tunnel.
			Selon le sens Y	Selon le sens X	
Sans nappe phréatique.	$2,5.10^{-3}$	4.10^{-4}	$2,78.10^{-3}$	2.10^{-4}	$5,38.10^5$
Avec nappe phréatique.	$1,25.10^{-2}$	3.10^{-3}	$8,5.10^{-3}$	$3,77.10^{-3}$	$1,36.10^6$
Sous chargement statique.	$1,25.10^{-2}$	3.10^{-3}	$9,06.10^{-3}$	$3,73.10^{-3}$	$1,36.10^6$
Sous chargement sismique.	$3,5.10^{-1}$	$1,0.10^{-1}$	$3,8.10^{-1}$	$1,38.10^{-1}$	$-6,75.10^5$

En comparant les résultats des cas étudiés, on remarque qu'en faisant une excavation les déplacements augmentent (selon x) et ces déplacements sont plus importants lorsqu'il y a un chargement dynamique ce qui nécessite un renforcement pour éviter les dégâts.

IV.5. Modélisation du comportement du sol avec tunnel et renforcement

Après l'excavation, on a procédé directement à la mise en place du système de renforcement qui est composé par des pieux en béton armé et des inclusions rigides (clous).

Afin d'étudier le comportement de ce tunnel renforcé, on a utilisé le modèle élastique linéaire isotrope de Hooke, avec les propriétés suivantes

Tableau.IV.4. Propriété mécanique des éléments de renforcement.

Propriété	E	ν	I
Pieux	$3,59^{E10}$	0,2	0,0416
clous	$1,26^{E5}$	0,2	$1,916^{E8}$

➤ 1^{er} cas : absence de la nappe phréatique.

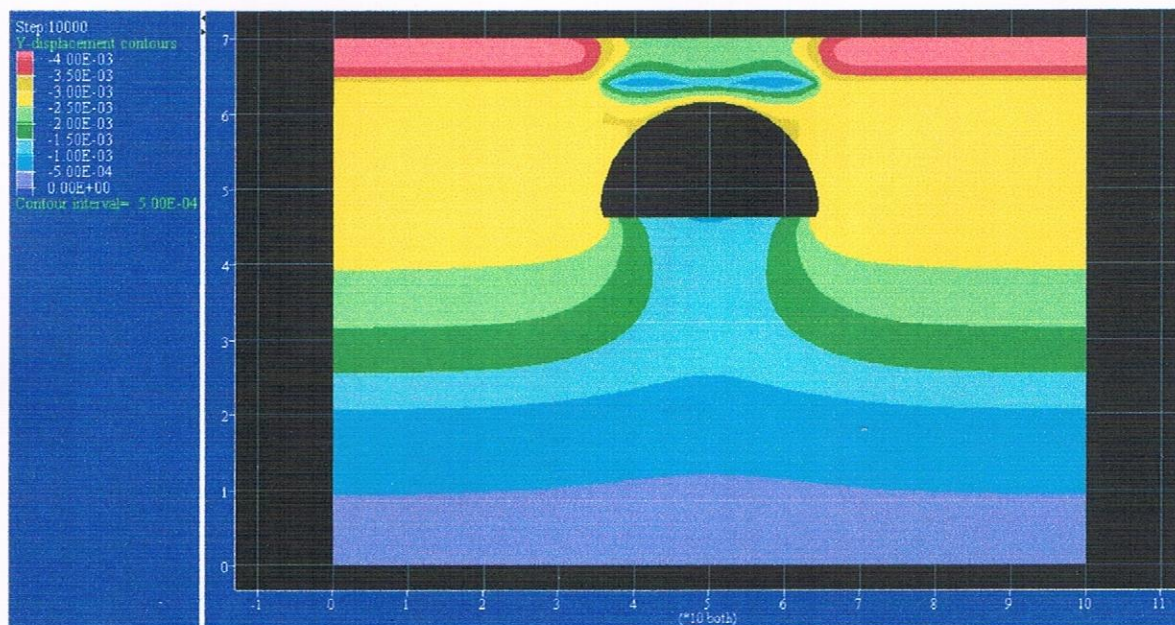


Fig.IV.32. Déplacement vertical du sol.

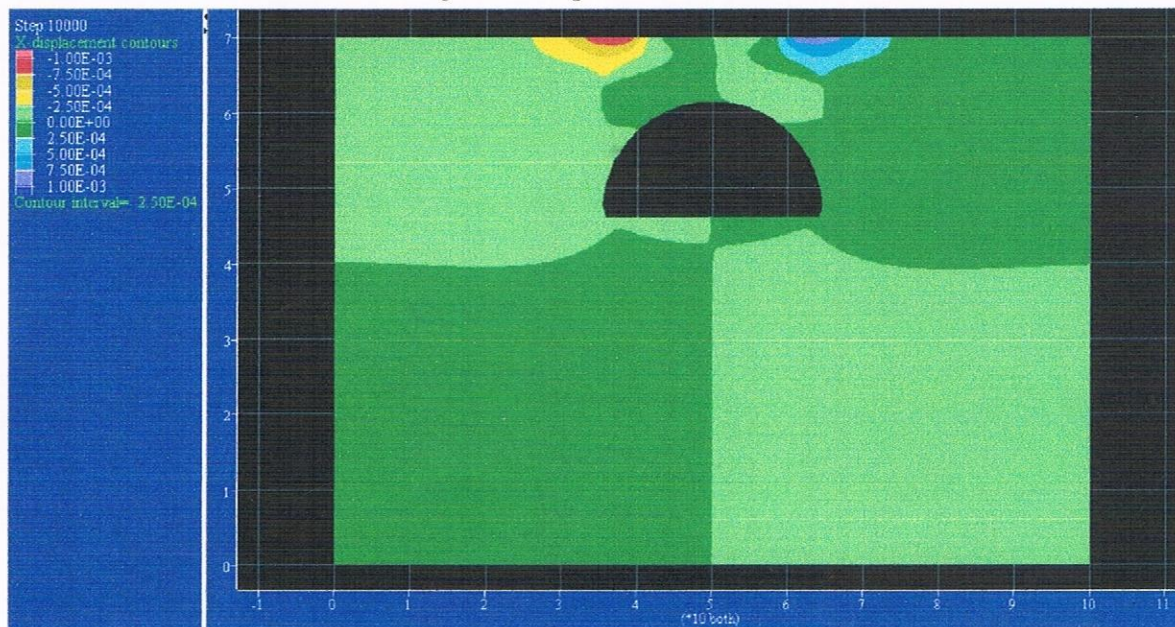


Fig.IV.33. Déplacement horizontal du sol.

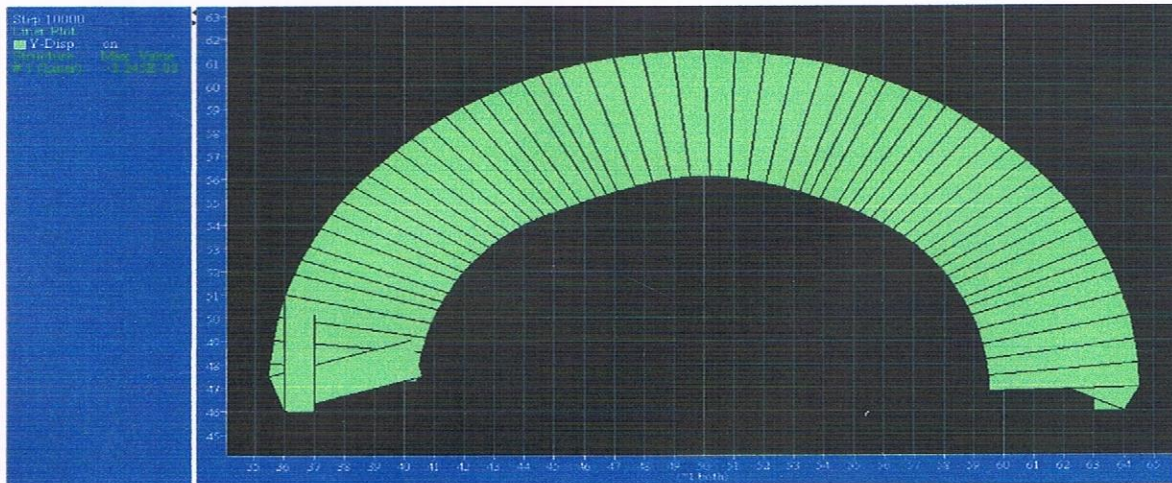


Fig.IV.34. Déplacement vertical du tunnel.

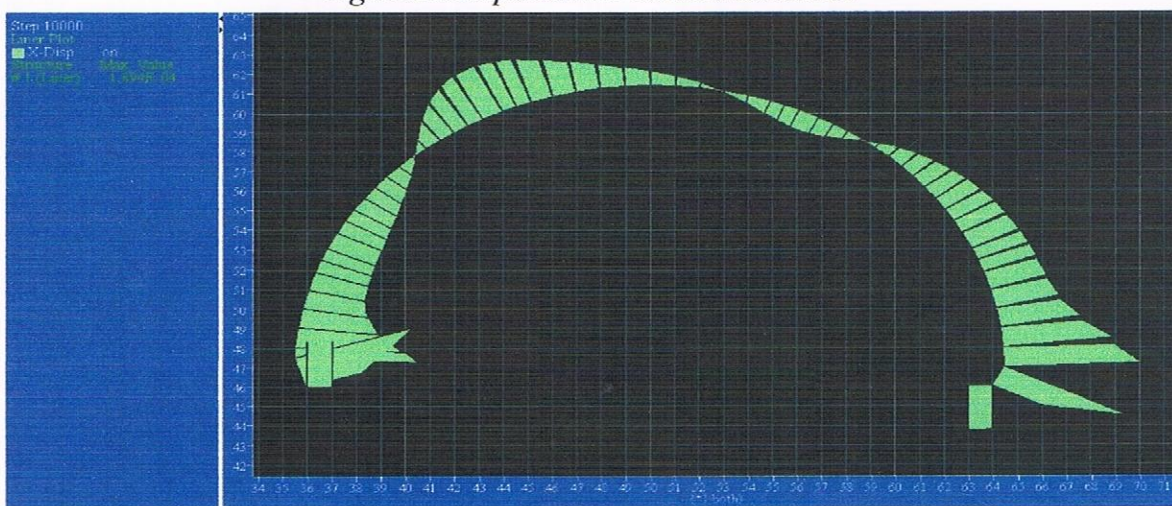


Fig.IV.35. Déplacement horizontal du tunnel.

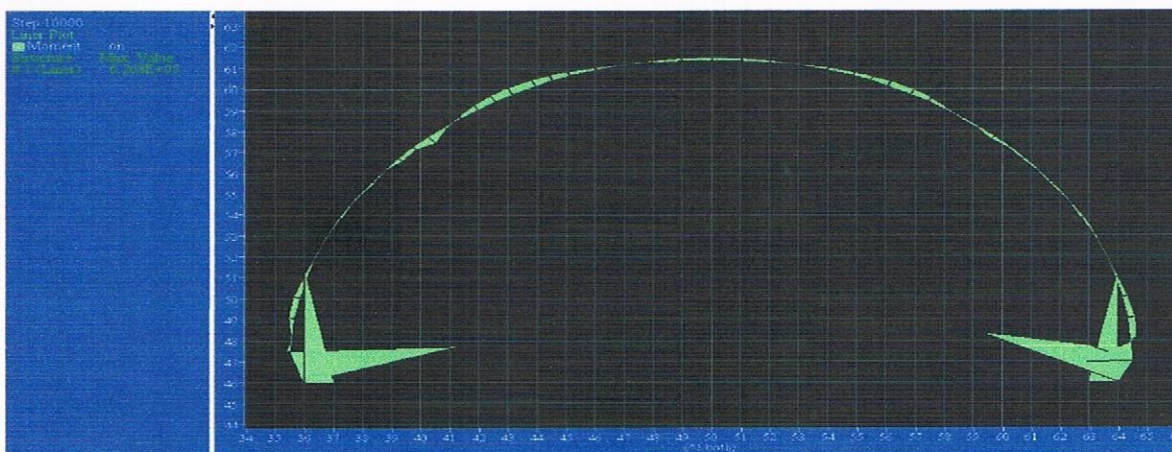


Fig.IV.36. Moment fléchissant du tunnel dû au poids du sol.

➤ 2^{ème} cas : présence de la nappe phréatique à 13(m) de profondeur.



Fig.IV.37. Déplacement vertical du sol.

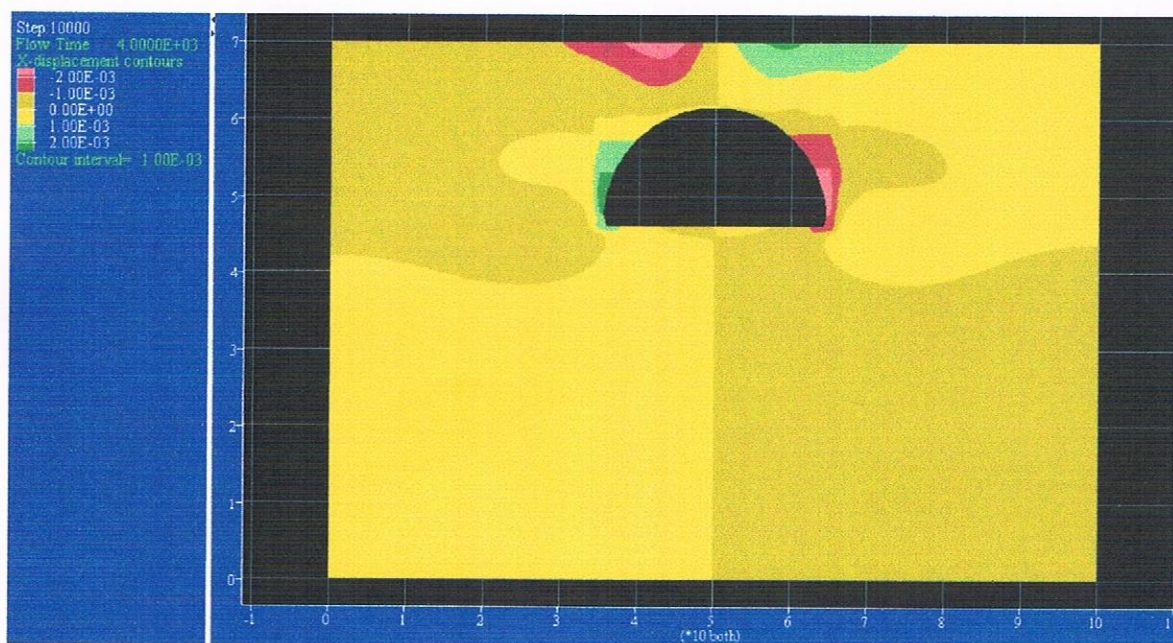


Fig.IV.38. Déplacement horizontal du sol.

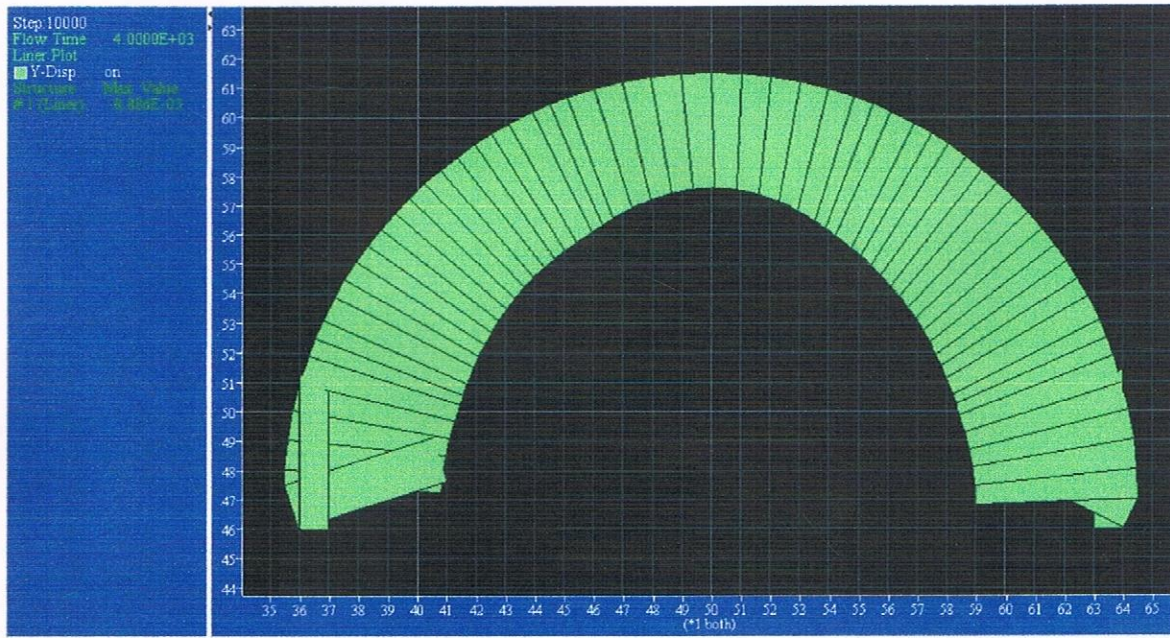


Fig.IV.39. Déplacement vertical du tunnel.

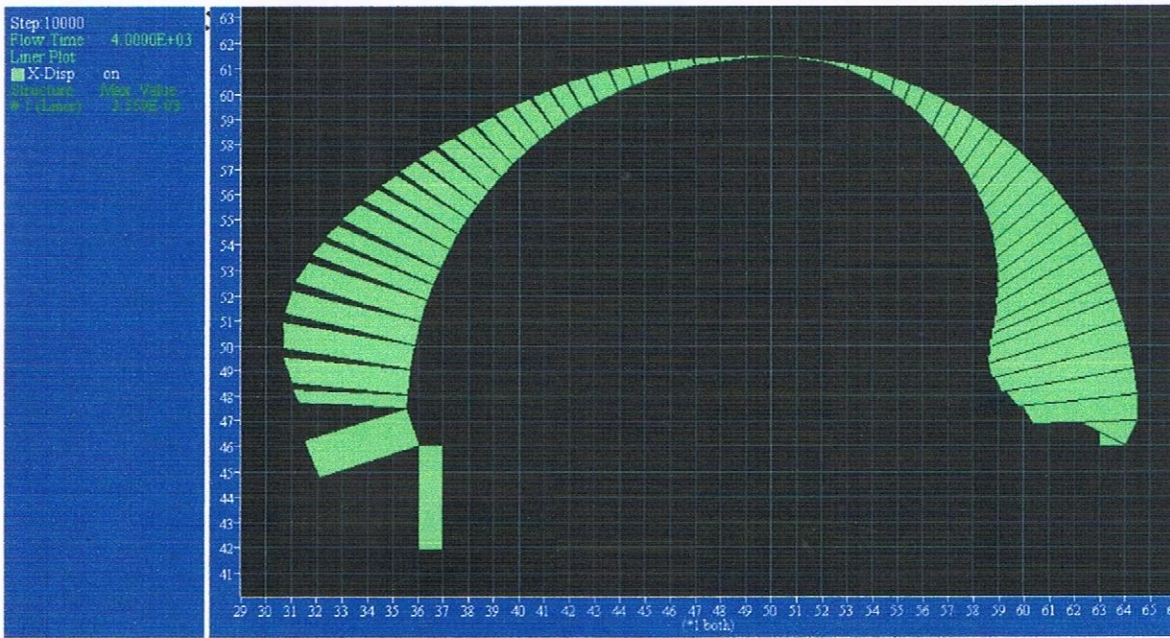


Fig.IV.40. Déplacement horizontal du tunnel.

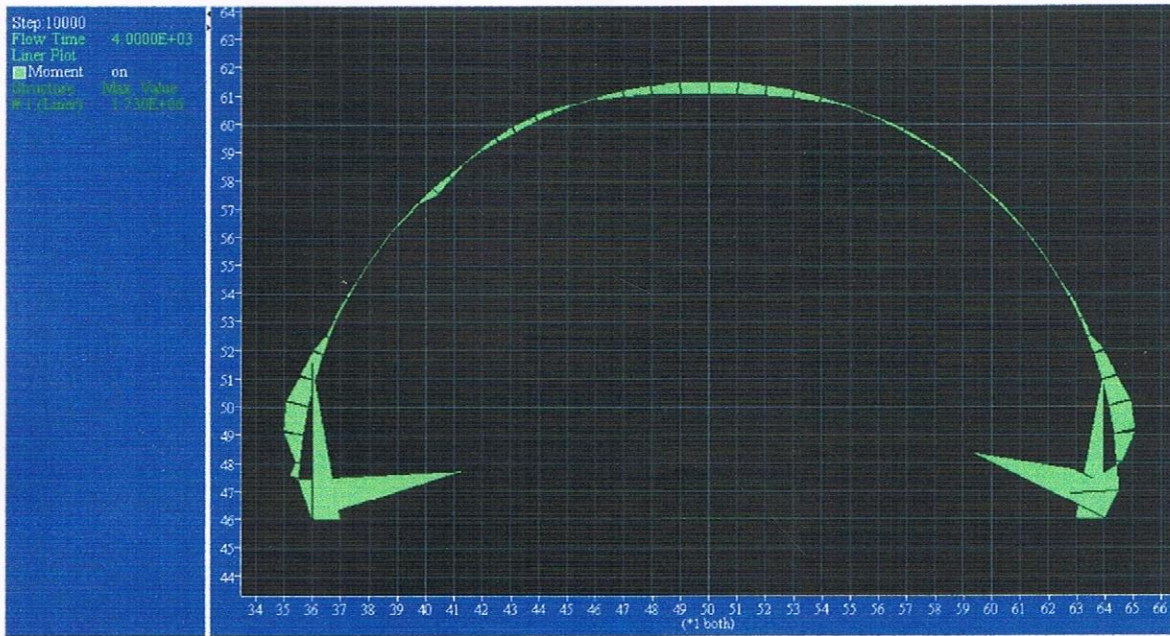


Fig.IV.41. Moment fléchissant du tunnel dû au poids du sol.

- 3^{ème} cas : Présence de la nappe phréatique à 13(m) et une charge statique de 10(KN) appliqué du côté droit du profil.

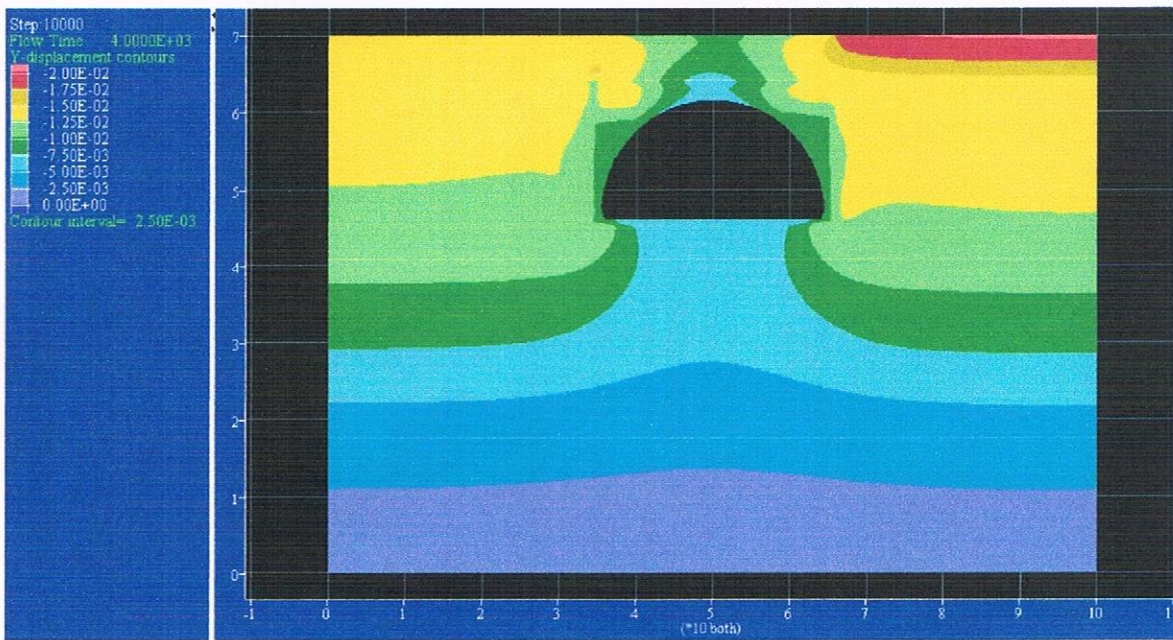


Fig.IV.42. Déplacement vertical du sol.

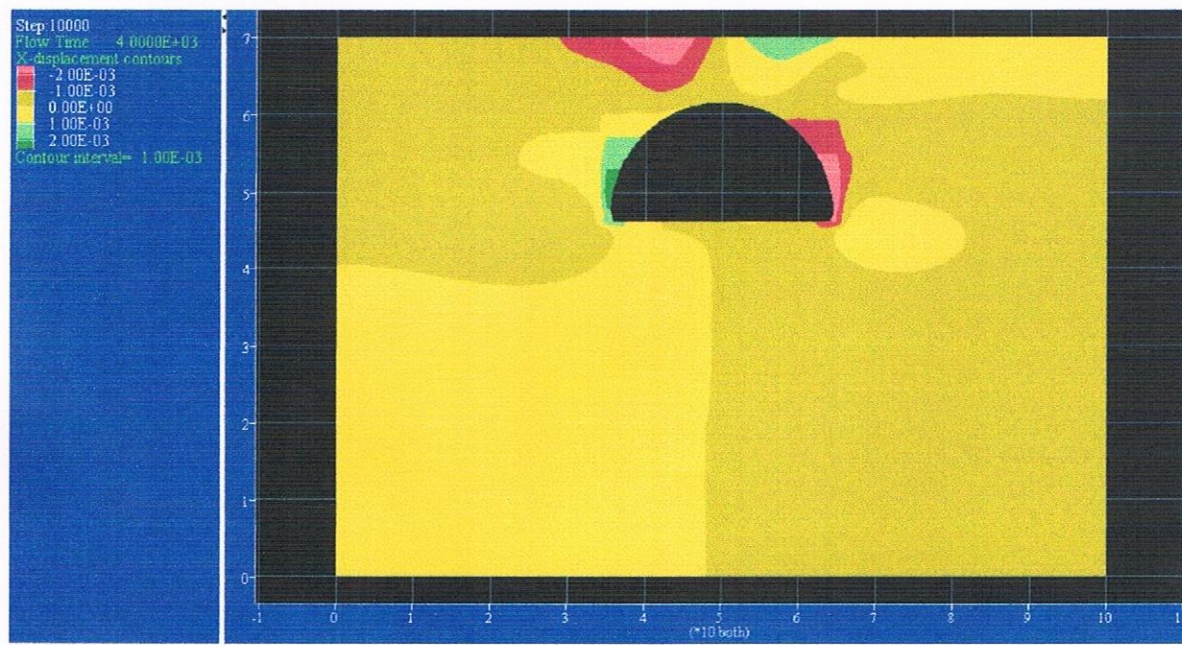


Fig.IV.43. Déplacement horizontal du sol.

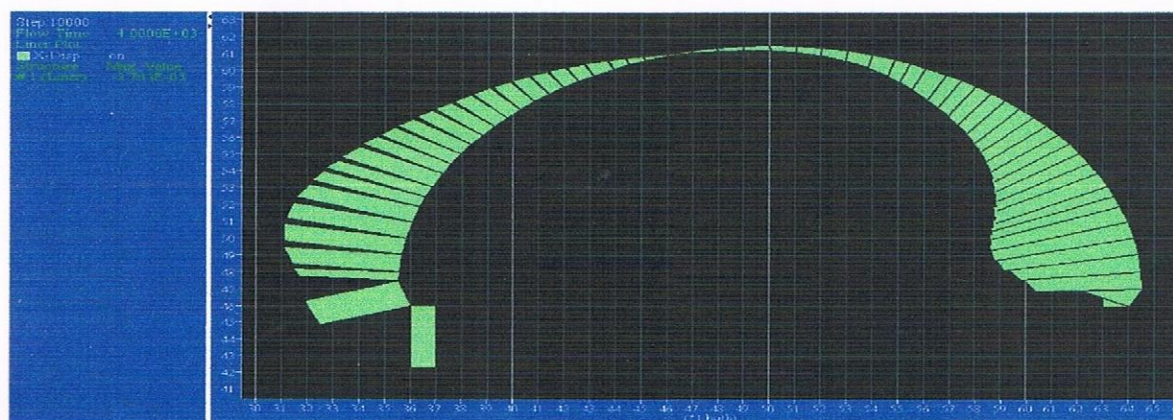


Fig.IV.44. Déplacement horizontal du tunnel.

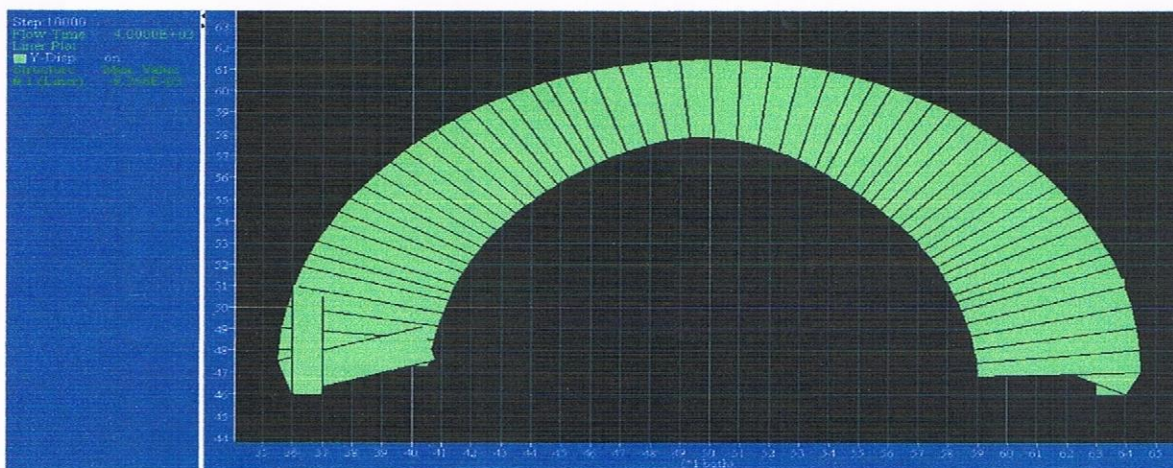


Fig.IV.45. Déplacement vertical du tunnel.

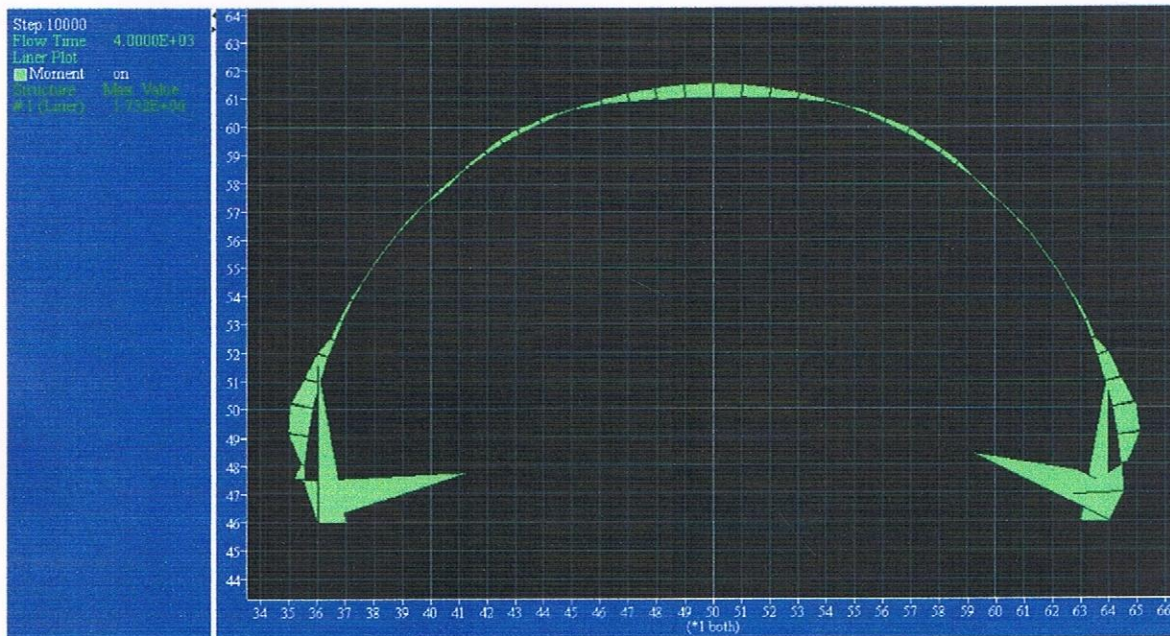


Fig.IV.46. Moment fléchissant du tunnel dû au poids du sol et la charge appliquée.

- 4^{ème} cas : présence de la nappe phréatique à 13(m) avec un chargement statique et dynamique (sous sollicitation sismique) appliqué.

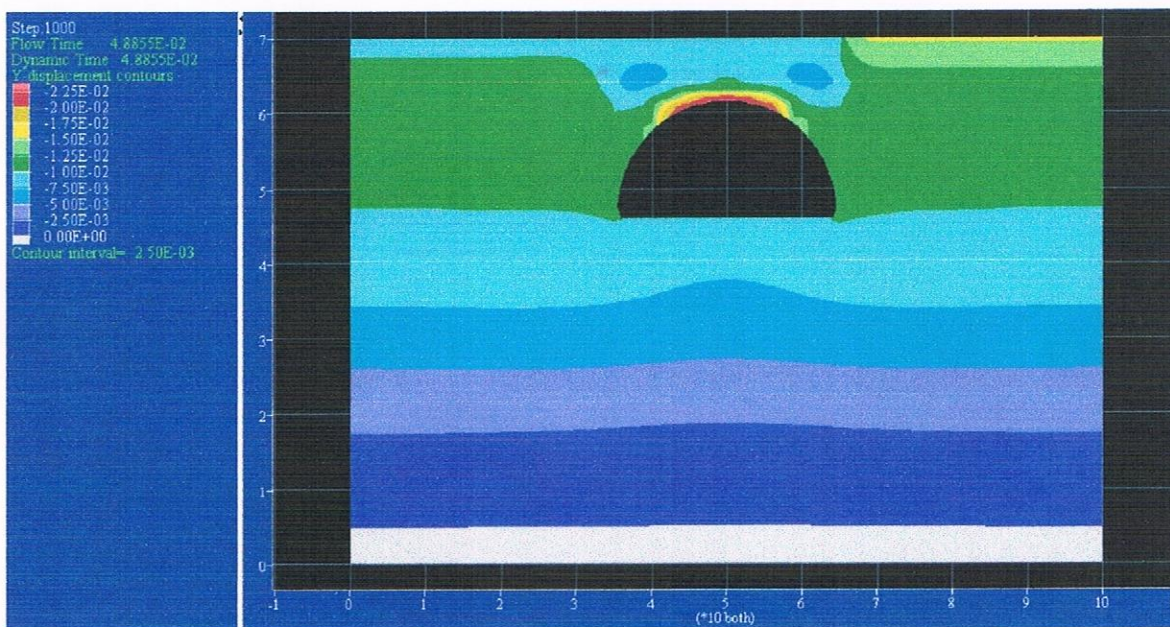


Fig.IV.47. Déplacement vertical du sol.

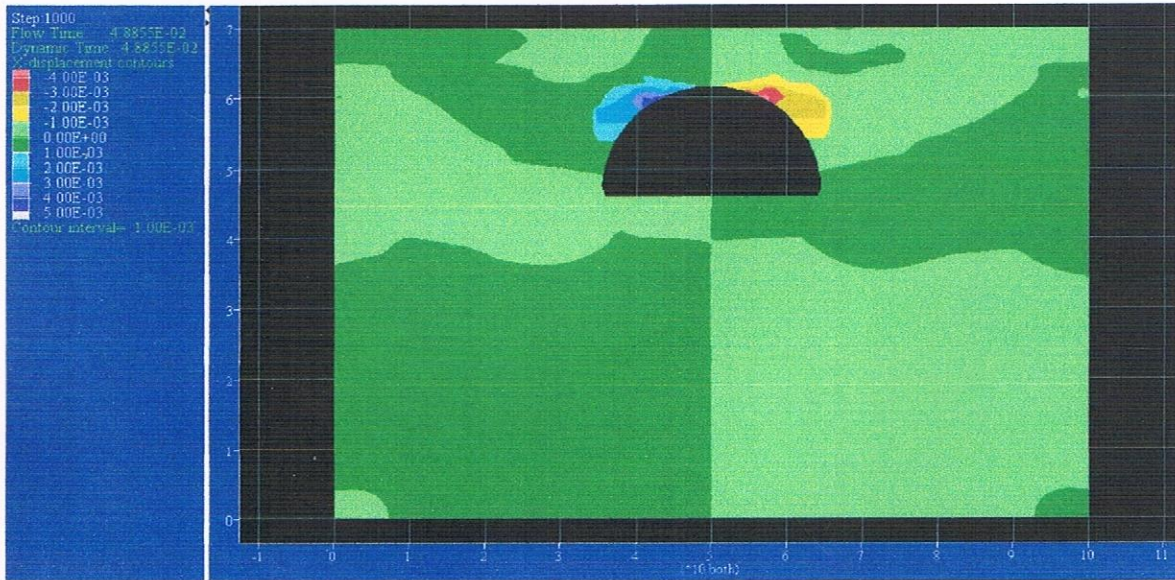


Fig.IV.48. Déplacement horizontal du sol.

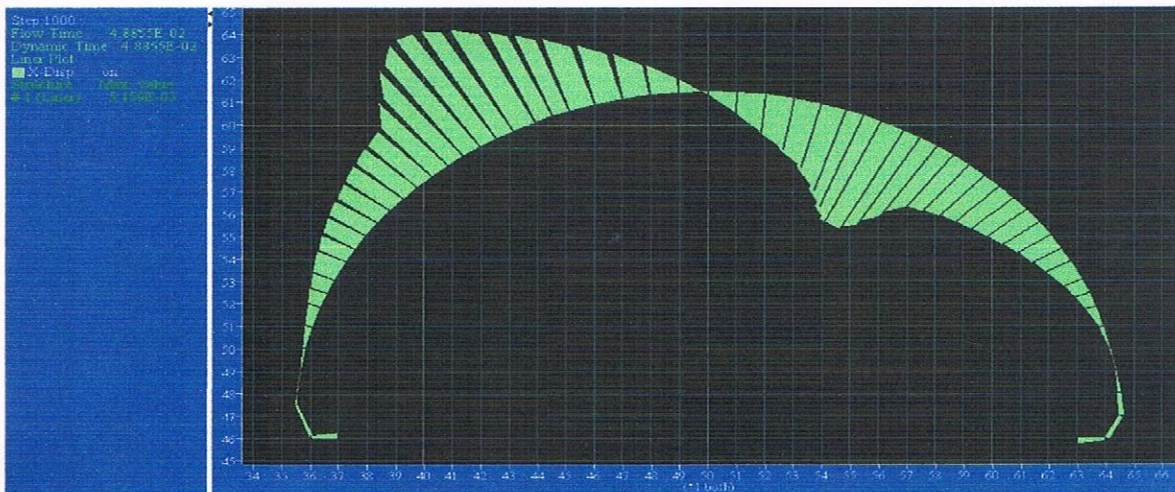


Fig.IV.49. Déplacement horizontal du tunnel.

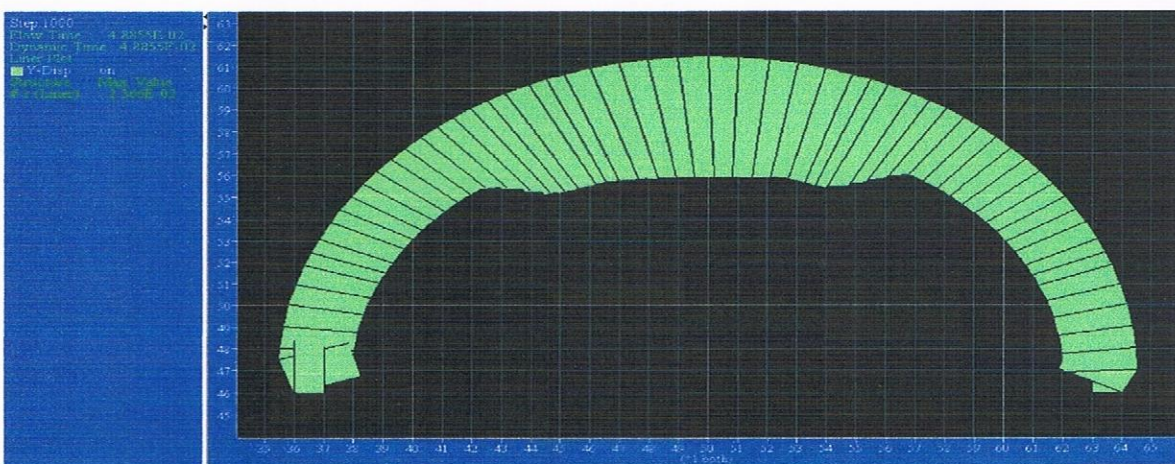


Fig.IV.50. Déplacement vertical du tunnel.

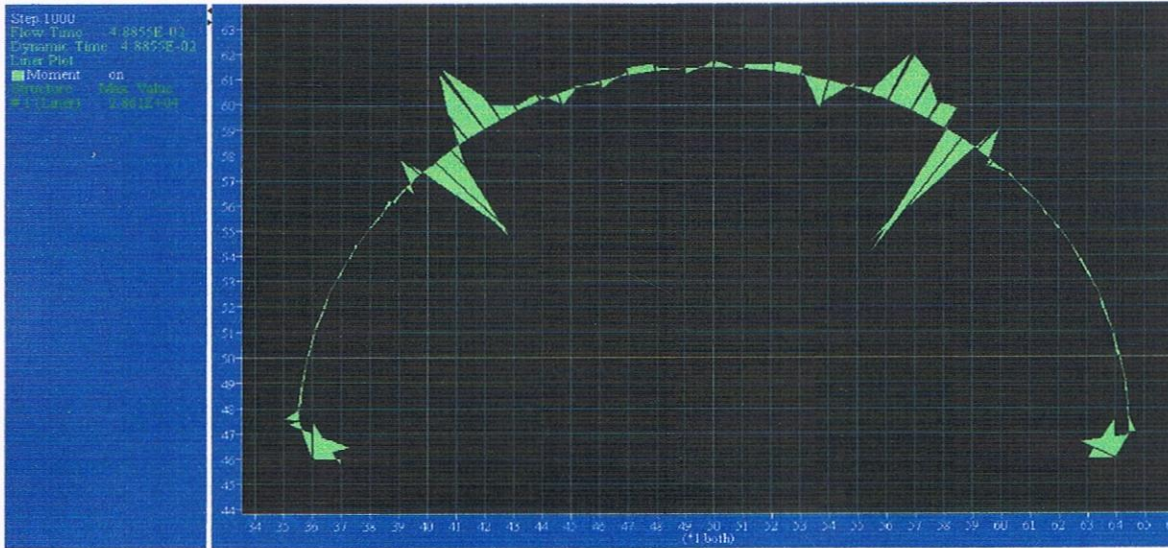


Fig.IV.51. Moment fléchissant du tunnel dû au poids du sol et aux chargements appliqué.

IV.5.2. Interprétation des résultats

Tableau.IV.5. Les déplacements et les moments max du sol et tunnel

Paramètres introduits	Déplacement vertical max (m).	Déplacement horizontal max (m).	Déplacement du tunnel		Moment fléchissant
			Selon le sens Y	Selon le sens X	
Sans nappe phréatique.	4.10^{-3}	1.10^{-3}	$3,24.10^{-3}$	$1,89.10^{-4}$	$6,26.10^5$
Avec nappe phréatique.	$1,25.10^{-2}$	2.10^{-3}	$8,88.10^{-3}$	$2,55.10^{-3}$	$1,73.10^6$
Sous chargement statique.	2.10^{-2}	2.10^{-3}	$9,25.10^{-3}$	$2,76.10^{-3}$	$1,73.10^6$
Sous chargement séismique.	$2,25.10^{-2}$	$4,0.10^{-3}$	$2,36.10^{-2}$	$5,15.10^{-3}$	$2,86.10^5$

Après renforcement, on remarque qu'il y a influence sur les déplacements soit sur le sol , qu' au niveau du tunnel, en s'intéressant au calcul avec chargement dynamique, on voit clairement que les déplacements ont diminué, ce qui signifie que ce renforcement et apporte de bons résultats.

IV.6. Interprétation générale

A partir des résultats obtenus qui sont montrés sur les figures et les tableaux, on peut déduire :

- ✦ L'influence de la nappe sur le comportement du sol après l'excavation.

Chapitre IV : Modalisation Numérique du « sol-tunnel » avec renforcement.

- ✦ La croissance des déplacements horizontaux surtout en présence d'un séisme après excavation du sol.
- ✦ La décroissance des déplacements des deux sens x et y à la fin de la construction c'est-à-dire après renforcement du sol et du tunnel.
- ✦ La décroissance des moments fléchissant dans le tunnel après renforcement, car les efforts sont repris par les pieux.

IV.7. Conclusion

La modélisation numérique de l'ensemble « sol-tunnel » avec les différents cas, a montré l'influence de l'eau et du séisme sur la réponse du sol où on a vu que les déplacements sont très importants sous un chargement dynamique, vue l'importance de l'ouvrage, un renforcement est obligatoire, en étudiant ce cas, on a remarqué une amélioration dans le comportement de « sol-tunnel » où les déplacements ont subi une importante diminution.

Conclusion générale

Conclusion générale

Les tunnels autoroutier ou ferroviaire ont un rôle important dans la vie humaine, ils permettent le déplacement d'une région à une autre plus rapidement et plus simplement.

Vue l'importance de ces ouvrages, une reconnaissance des sites est obligatoire pour détecter tout les problèmes qui puissent apparaitre au cours de la réalisation de ces ouvrages souterrains.

Le problème de creusement des tunnels est de contrôler les mouvements qui peuvent affecter la stabilité de l'ensemble. Une bonne estimation de ces mouvements est donc nécessaire.

L'objectif de ce travail est d'étudier et de connaître le comportement du sol et du tunnel avec différentes conditions.

L'étude bibliographique fait ressortir les différentes techniques de réalisation des tunnels. L'utilisation de technique de creusement par des mesures visant à renforcer le front de taille par des inclusions rigides (boulons, clous...) et mettre plus rapidement possible le soutènement.

La modélisation numérique de ces ouvrages est devenue possible, grâce au développement des ordinateurs et l'évolution des codes de calcul numériques, basés sur la méthode des différences finis et la méthode des éléments finis. Ces calculs permettent de prévoir le comportement de ces ouvrages.

La modélisation numérique a permis de comparer le comportement du sol et tunnel sous des conditions différentes à savoir ; présence de la nappe phréatique, chargement statique avec présence de la nappe, chargement statique avec présence de la nappe sous sollicitation sismique, et un calcul avec renforcement.

Les résultats finaux obtenus du logiciel FLAC^{2D} montrent l'influence de la présence de la nappe et la sollicitation sismique sur le comportement du « sol-tunnel », le calcul avec renforcement confirme que ce dernier apporte une bonne amélioration du comportement « sol-tunnel ».

Annexe.

Bibliographie

➤ **Ouvrage**

Batoz.J.L & Dhatt.G ; « Modélisation des structures par éléments finis » Edition Hermes, 1990 ;

CASSAN.M, « Les essais in situ en mécanique des sols, Tome 2, applications et méthodes des calculs » Editions EYROLLES, 1978 ;

DE GENNARO V, FRANK R., « Modélisation et l'interaction sol-pieux par des méthodes des éléments finis », Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, L.C.P.C. Institut Navier, 2005 ;

Document Technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48, « REGLES PARASSISMIQUES ALGERIENNES, RPA99/VERSION 2003, Ministère du l'habitat et de l'urbanisme ;

Itasca Consulting Group, Inc; « Fast Lagrangain analysis on continua (FLAC) command reference » Minneapolis; Itasca, Inc, (2005);

Itasca Consulting Group, Inc; « Fast Lagrangain analysis on continua (FLAC), User's Guide » Minneapolis; Itasca, Inc, (2005);

Itasca Consulting Group, Inc; « Fast Lagrangain analysis on continua (FLAC) Theory and Background » Minneapolis; Itasca, Inc, (2005);

Itasca Consulting Group, Inc; « Fast Lagrangain analysis on continua (FLAC) GIIC Reference » Minneapolis; Itasca, Inc, (2005);

Vincent ROBITAILLE & al, « Mécanique des sols » Edition MODULO, 1997,

A. BOUVARD- LECOANET & al, « Ouvrages Souterrains, 2^e édition », Ecole Nationale des Ponts et Chaussé. Presses, 1992 ;

GREUELL E, Etude du soutènement des tunnels par boulons passifs. Tunnels et Ouvrages souterrains.1995, n 129. PP. 197-201.

➤ **Mémoire**

HAMMOUD Farid ; « Etude numérique de la stabilité d'une section de tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest » Mémoire de magister, Spécialité : Génie Civil, Option : Interaction sol-tunnel, Université El Hadj Lakhdar de Batna, le 28 juin 2012.

Stéphane CHARMETTON, « Renforcement des parois d'un tunnel par des boulons expansifs retour d'expérience et étude numérique » Thèse de doctorat, Spécialité : Génie Civil, Ecole centrale de Lyon, le 29 janvier 2001.

➤ Site

www.google earth.fr.

