

Avant –propos	
Résumé, abstract	a
ملخص.....	b
Liste des figures.....	d
Liste des tableaux.....	j
Liste des notations.....	k
Introduction générale.....	l
Chapitre I : PROJET DU TUNNEL EN GENIE CIVIL : ELEMENTS DE BASES	
I.1 Introduction.....	03
I-2 Historique Des Tunneliers.....	04
I.3 Techniques de creusement:.....	06
I.3.1 Abattage à l’explosif.....	06
I.3.2 Principaux types de tunneliers.....	07
I.4 Creusement à pleine et demi-section.....	10
I.4.1 Méthode à pleine section:.....	10
I.4.2 Méthode de la demi-section:.....	10
I.5. Exemple sur les ouvrages souterrains en Algérie.....	11
I.5.1 Le métro d'Alger.....	11
I.5.1.1 Historique.....	12
I.5.2 Tunnel sous OUED EL HARRACH.....	14
I. 5.2.1 Présentation de l’ouvrage.....	14
I.5.2.2. Implantation de l’ouvrage.....	15
I. 5.2.3 Géométries et dimensions de l’ouvrage.....	19
I. 5.2.4 Objectif de l’ouvrage.....	21
I. 5.3 résultats des essais géotechniques.....	22
I. 5.3.1. Sondages et forages.....	22.
I. 5.3.2. Résultats des essais au pénétromètre SPT.....	23
I. 5.3.3. Résultats des essais Pressiométrique MENARD.....	26
I. 5.3.4 Résultats des essais de pénétration statique CPT.....	27
I. 5.3.5 Perméabilités.....	27
I. 5.3.6. Résultats des essais au laboratoire.....	28
I. 6 Conclusion.....	31
CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE DE LA CONSOLIDATION DES SOLS AUTOUR DES TUNNELS	
II. 1 Introduction.....	32
II. 2 Phénomène de consolidation.....	32
II. 2.1 Introduction.....	32
II. 2.2 Bases théoriques de la consolidation des sols.....	33
II. 3 Mouvements de sol lors du creusement d’un tunnel.....	37
II. 3 .1 Les déplacements verticaux du sol.....	38
II. 3 .2 Les déplacements horizontaux dans le sol.....	38
II.4 Consolidation du sol autour des tunnels - Observations in situ.....	40
II.4.1 La distribution des contraintes et des pressions interstitielles dans le sol lors d’un creusement.....	42

II.4.2 Exemple de tassement du métro d'Alger.....	45
II.5 Modélisation du creusement de tunnels par la méthode des éléments finis.....	47
II.5.1. Modélisation tridimensionnelle.....	48
II.5.2 Modélisation bidimensionnelle.....	49
II.5.3 Simulation d'une éventuelle pression interne au tunnel.....	51
II.5.4 Simulation du remplissage du vide annulaire.....	51
II.6 Cuvette de tassement.....	52
II.7 Approches par couplage hydromécanique en consolidation.....	53
II. 8 Conclusion.....	57

CHAPITRE III : PRATIQUE SUR LE CODE PLAXIS

III.1 Introduction.....	58
III.2 Les options par défaut et les solutions approchées	58
III.3 Les modèle de comportements utilisés dans <i>PLAXIS</i>	60
III.3.1 Introduction	60
III.3.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles.....	61
III.3.3 Comportement élasto-plastique.....	61
III.3.4 Modèle élastique linéaire	62
III.3.5 Modèle de Mohr-Coulomb.....	63
III.3.6 Modèle de sol avec écrouissage (<i>Hardening Soil Model, HSM</i>).....	66
III.3.7 Modèle pour sols mous (<i>Soft Soil Model, SSM</i>).....	69
III.3.8 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (<i>Soft Soil Creep Model, SSCM</i>).....	73
III.4 Le programme d'entrée de données (Input).....	75
III.4.1 Le programme de calcul (Calculations).....	75
III.4.2 Le programme de résultats (Output).....	77
III.4.3 Le programme courbe (Curves).....	77
III.5 Conclusion.....	79

CHAPITRE IV : MODELISATION NUMERIQUE D'UN TUNNEL SOUS OUED EL HARRACH

IV.1 introduction.....	80
IV.2 les données géotechniques et les caractéristiques des matériaux.....	80
IV.3methode de construction a ciel ouvert.....	80
IV. 3.1 tranchée ouverte.....	80
IV. 3. 2 tranchées couvertes.....	81
IV. 3. 3. Types de structures.....	81
IV. 3. 4. Les types de fouilles.....	81
IV.3.4.1. Fouille talutée ouverte.....	81
IV.3.4.2 Fouille blindée couverte.....	82
IV.3.4.3Paroi moulée.....	82
IV.3.4.4 Parois préfabriquées.....	82
IV.3.4.5 Parois berlinoises.....	82

IV.3.4.6 Parois à grande inertie.....	83
IV.3.5 Rideaux de palplanches.....	83
IV.3.5.1 Avantages et inconvénient.....	83.
IV.3.5.2 Mise en œuvre des palplanches.....	84
IV.4 différentes phases et procédures d'excavation de notre tronçon	84
IV.4. 1 Introduction.....	84
V.4.2. PHASE I : Déviation de l'Oued et mise en place du soutènement provisoire Section I..	85
V.4.3 PHASE II :.....	86
V.4.3.1. Réalisation des deux murs de parois moulées - Section I -.....	86
V.4.3.2 Injection rigides et consolidation du terrain par la technique du Jet-Grouting	
:.....	86
V.4.4.PHASE III : Bétonnage de la dalle de couverture.....	88
V.4.5 PHASE IV : Démontage de l'étayages et remblayage entre les palplanches.....	89
V.4.6 PHASE V: Tirage des palplanches et excavation du remblai « Section I ».....	89
V.4.7. Phase VI : Excavation sous la dalle et mise en place des butons.....	90
V.5.8 Phase VII: Excavation jusqu'au niveau -12.20m (niveau du radier).....	90
V.4.9. Phase VIII: Coulage du radier et retrait des butons... ..	90
V.4.10. Phase XI: Coulage des murs intérieurs.....	90
IV.5 Hypothèses et géométries.....	90
IV.5.1 La géométrie du modèle.....	91
IV.5.2. Génération du maillage.....	91
IV.5.2. Condition initiales.....	91
IV.5.3 Conditions hydrauliques.....	91
IV.5.4 Contraintes initiales.....	91
IV.6. Phasage.....	93
IV.7 Principaux résultats.....	93
IV.7.1 Déformation du maillage.....	93
IV.7.2 Déformation des éléments structuraux.....	94
IV.7.3. Récapitulatif des résultats (phase 5,11 et 12).....	99
IV.8 Conclusion.....	99
CHAPITRE VI : ETUDE NUMERIQUE ET PARAMETRIQUE	
V.1 Introduction.....	100
V.2 Etablissement d'un modèle de référence pour le cas du métro d'Alger.....	100
V.2.1 Hypothèses géométriques et géotechniques.....	100
V.2.2 Caractéristiques des matériaux.....	101
V.2.3 Génération du maillage.....	101
V.2.4 Conditions initiales.....	101
V.3 phasage de calculs.....	103
V.4 Les principaux résultats.....	103
V.4.1 -Cuvette de tassements.....	104
V.4.2.Evolution des contraintes totales, les contraintes effectives, les pressions interstitielles et les	
surpressions interstitielles.....	106
V.4.2.1-Les contraintes totales	106

V.4.2.2-Les contraintes effectives.....	110
V.4.2.3-Pressions interstitielles.....	115
V.4.2.4 Surpressions interstitielles.....	119
V .5 Résultats de la phase 8.....	123
V.6 Résultats de la phase 21.....	124
V.7 Comparaison entre les deux phases.....	126
V.8 : Conclusion.....	135
Conclusion générale.....	136
ANNEX A.	
ANNEX B.	
ANNEX C.	
Références bibliographiques.	

Résumé :

Le présent travail fait l'objet d'une analyse bibliographique et modélisation numérique de la consolidation des sols autour des tunnels.

Le mémoire comporte plusieurs synthèses bibliographiques portant sur les problèmes liés aux Consolidation des sols, Son approche théorique ainsi que les déformations induites dans les massifs encaissant le creusement de tunnels.il porte également sur la description des techniques développées pour simuler, sur un modèle d'éléments finis, les différents états de chargement subis par l'ouvrage et le massif au cours des phases successives de la construction dun tunnel, de la mémé manière que la réponse du massif au creusement et la distribution des tassements qui en résultent à la surface du sol.dans ce sillage, Une revue des travaux publiés sur la modélisation de la consolidation des sols autour des tunnels et notamment ceux qui ont fait l'objet de confrontations à des résultats de mesures sur le site.

Ce travail s'achève par Une analyse numérique, avec paramétrage géotechnique A partir de la modélisation appuyée sur un cas réel (métro d'Alger), de l'effet du creusement d'un tunnel à faible profondeur sur une structure à étage multiple centrée au dessus de l'axe d'un tunnel. L'étude est effectuée à l'aide du code de calcul Plaxis 8.2 qui est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) en déformation plane.l'excavation a été réalisée selon la Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA) en tenant compte du déconfinement.

Mots clé : Consolidation , Sol, Tunnel, Modélisation , Tassement , Plaxis8.2, Métro d'Alger.

Abstract :

This work primarily passes through both a bibliographical analysis and a numerical modeling of soil consolidation around tunnels.

It comprises several bibliographical syntheses associated with problems of soil consolidation, its theoretical approach, and the resulting deformations in massifs while excavating tunnels. Based on a Finite Element Modelling, this work sheds light, too, on the techniques developed so as to simulate the different loading positions and the massif response during the succeeding phases of underground constructions, as well as the consequent prediction of surface settlements due to shallow tunneling.Furthermore, a synthesis has been put-as to combine all the works related modeling of soil consolidation around tunnels, and in particular those involved in confrontations regarding the outcome of site measurements.

This work could eventually be completed through a numerical analysis with a geotechnical definition that follows up the modelling, based on a real case (Algiers Subway), as well as the effects of shallow tunneling on a multistage structure placed above the tunnel axis. That study has, thus, been conducted with reference to the geotechnical software Plaxis (8.2), which is based on the former method (FEM) in plane strain, while the excavation was done according to the New Austrian Tunneling Method by taking into consideration the deconfinement.

Keywords:

Consolidation, soil, Tunnel, Modeling, settlement, PLAXIS 8.2 , the Algiers Metro.

تدرس هذه المذكرة التحليل المرجعي وكذا العددي لتصلب التربة حول الأنفاق.

تتضمن المذكرة عدة مراجع نظرية تتعلق بموضوع تصلب التربة وكذا التشوهات الناتجة عن حفر الأنفاق كما تتضمن أيضا على مراجع نصف التقنيات الحديثة للمحاكاة على نموذج عنصر منتهي للحالات المختلفة للتحميل التي يمر بها الهيكل خلال المراحل المتعاقبة للبناء، وكذا استجابة المقطع وتوزيع التشوهات ، كما نستعرض في المذكرة ملخص بخصوص الأعمال التي نشرت فيما يخص تصلب التربة حول الأنفاق خاصة مع الذين واجهوا نتائج القياسات في الواقع.

يختتم هذا العمل بنمذجة عددية و كذا دراسة لتأثير العوامل الجيوتقنية لحالة من الواقع (ميترو الجزائر) حيث تم الحفر حسب الطريقة النمساوية الجديدة مع أخذ الانكماش الداخلي للنفق، تمت هذه الدراسة باستعمال برنامج بلاكسيس 8.2 المبني على طريقة العناصر المنتهية.

الكلمات المفتاحية:

تصلب، تربة، نفق، نمذجة، تشوه، مترو الجزائر، بلاكسيس 8.2

CHAPITRE I : PROJET DU TUNNEL EN GENIE CIVIL : ELEMENTS DE BASES

Figure I-1 : Exemple d'un plan de tir. (Khaled a ,1999) 1999) :.....	07
Figure I.2 : Machine à attaque ponctuelle. (Djenane M, 2010).....	08
Figure I.3 : Bras à attaque radiale. (Djenane M, 2010)	08
Figure I.4 : Bras à attaque transversale. (Djenane M, 2010).....	08
Figure I.5 : Schéma général d'une machine pleine section. (Djenane M, 2010)	09
Figure. I.6 : Creusement en demi-section. (Djenane M, 2010)	10
Figure. I.7 : Creusement en pleine section. (Djenane M, 2010)	11
Figure I.8: Tracé de la ligne 1 du métro d'Alger (SAIB H ,2010).....	12
Figure I .9 : plan de l'extension B : HAI EL BADR –EL HARRACH.....	16
Figure I .10 : plan de l'extension B : HAI EL BADR –EL HARRACH.....	17
Figure I.11 : Plan d'implantation de l'ouvrage vue en plan.....	18
Figure I.12 : Implantation de l'ouvrage-coupe longitudinale.....	18
Figure I.13 : Plan de situation.....	20
Figure I.14 : Coupe transversale.....	20
Figure I.15 : Coupe transversale.....	21
Figure I.16 : Échantillons issus des essais Carottés.....	22
Figure I.17 : Profil géotechnique.....	23

CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE DE LA CONSOLIDATION DES SOLS AUTOUR DES TUNNELS

Figure II.1: Bases théoriques de la consolidation des sols.....	34
Figure II.2: Variation de la compressibilité du fluide interstitiel en fonction du degré de saturation (Dang et Magnan, 1977).....	35
Figure II.3. Mécanisme de l'évolution des déformations dans les sols creusés par un tunnelier, observations sur des chantiers au Japon, [Hashimoto et al. (2000)].....	38
Figure II.4 : Tassement en surface à long terme.Tunnel à Grimsby (d'après O'Reilly & al[1991]).....	39
Figure II.5 : Tassement en surface à long terme. Tunnel à Willington Quay (d'après Glossop[1977]).....	39
Figure II.6 : Forme de cuvette de tassement en surface (D'après Schlosser [1989]).....	40
Figure II.7 : En avant du front (Chapeau [1987]).....	40
Figure II.8 : Après le passage du front (Chapeau [1987]).....	41
Figure II.9 : Après le bétonnage (Chapeau [1987]).....	43
Figure II.10: Typologie des mouvements de sol au cours du creusement d'un tunnel (Clough et Leca, 1989).	42
Figure II.11: Vue tridimensionnelle des mouvements du sol au cours du creusement de tunnels (Yamada et al. 1986).....	43
Figure II.12. Evolutions des contraintes dans le sol pendant le passage du tunnelier.Pi : Contrainte totale,Wi : Pression interstitielle, [Xu et al. (2003)].....	43

Figure II.13. Evolution de la contrainte dans le sol mesuré en clé du tunnel lors du creusement du tunnel d'Okawa, [Hashimoto et al. (2002)].....	43
Figure II.14. Distribution des contraintes effectives et locales dans une alluvion sableuse,[Nishizawa et al. (1996)].....	44
Figure II.15. Distribution de la pression interstitielle dans une section longitudinale avec l'avancement du tunnelier (à gauche) et juste après l'injection dans une section transversale (à droite), [Abu-Farsakh et Voyiadjis (1999)].....	45
Figure II.16. Evolution de la pression interstitielle au passage du tunnelier, l'extension de la ligne D du métro de Lyon, [Ollier (1997)].....	45
Figure II.17: Emplacement des tassomètres (Akchiche & Derriche 1990).....	46
Figure II.18: Résultats tassométriques au niveau de la section d'étude (Akchiche & Derriche 1990).....	46
Figure II.19: Comparaison des tassements en surface calculés Et ceux mesurés in situ (Akchiche & Derriche 1990).....	47
Figure II.20 : Maillage utilisé pour le calcul (Shahrour [1999]).....	48
Figure II.21 : Maillage tridimensionnelle Grant & al[1999].....	48
Figure II.22 : Proposition de Rowe et Lee (1992) pour le calcul d'un tunnel peu profond avec deux modèles axisymétriques.....	49
Figure II.23: Modèle axisymétrique pour le calcul de la stabilité du front (Eisenstein et Ezzedine, 1994)	49
Figure II.24: Schéma du modèle longitudinal (Clough & Leca [1993]).....	50
Figure II.25: Comparaison calcul – mesure (d'après Clough & Leca [1993]).....	50
Figure II.26 : Modèle longitudinal utilisé par Romo et Diaz (1981) pour la modélisation de la stabilité du front de taille.(atwa,1996).....	50
Figure II.27 : Schéma de modèle transversal (d'après Clough & Leca [1993]).....	51
Figure II.28 : Comparaison mesure – calcul Clough & Leca [1993].....	51
Figure II.29: Distribution des forces adoptées par Firmo et Clough (1985) pour reproduire le soulèvement de sol observé sur le site du tunnel de San-Francisco. (atwa,1996).....	51
Figure II.30: Principe de la procédure utilisée pour simuler la fermeture du vide annulaire (Rowe et al., 1983).(atwa,1996).....	51
Figure II.31: Profil gaussien de la cuvette de surface (Dias.1999).....	53
Figure II.32: Loi normalisée pour représenter la distribution transversale des tassements Peck [1969])	53
Figure II.33 : Déplacements horizontaux obtenus par l'analyse couplée réalisée pour le tunnel de San-Francisco par Clough et al. (1985).....	55
Figure II.34: Evolution des tassements obtenue par l'analyse couplée réalisée pour le tunnel de San-Francisco par Clough et al. (1985).....	55
Figure II.35: Evolution de la cuvette de tassement de surface obtenue par Ohta et al. (1985).....	56
Figure II.36: Evolution des tassements obtenue par Mair et al. (1992) - Tunnel de Grimsby.....	57
CHAPITRE III : PRATIQUE SUR LE CODE PLAXIS	
Figure III.1 Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique	61
Figure III.2 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.....	61

Figure III.3 Représentation du comportement élastoplastique avec écoulement	62
Figure III.4 Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire	63
Figure III.5 Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire	63
Figure III.6 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	63
Figure III.7 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $C=0$	63
Figure III.8 Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	64
Figure III.9 Définition du module à 50 % de la rupture	64
Figure III.10 Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb	65
Figure III.11 Fenêtre des paramètres du <i>Hardening Soil Model</i>	66
Figure III.12 Fenêtre des paramètres avancés du <i>Hardening Soil Model</i>	67
Figure III.13 Représentation du <i>HSM</i> dans le repère contrainte-déformation	68
Figure III.14 Définition du module oedométrique tangent	69
Figure III.15 Définition de l'angle de dilatance	69
Figure III.16 Forme des surfaces de charge du <i>HSM</i>	69
Figure III.17 Surface de rupture pour le <i>HSM</i> cas d'un sol non cohérent	69
Figure III.18 Différentes représentations lors d'un essai oedométrique	70
Figure III.19 Surfaces de charge elliptiques	72
Figure III.20 Fenêtre des paramètres du <i>SSM</i>	72
Figure III.21 Fenêtre des paramètres avancés du <i>SSM</i>	73
Figure III.22 Effet du temps sur les essais oedométriques	73
Figure III.23 Diagramme des cercles p_{eq} dans le plan $p-q$	73
Figure III.24 Fenêtre des paramètres du <i>SSCM</i>	74
Figure III.25 Fenêtre des paramètres avancés du <i>SSCM</i>	75
Figure III.26 : Le programme d'entrée de données (Input)	75
Figure III.27 Caractéristique du tunnel	75
Figure III.28 : Caractéristique géotechnique de sol	76
Figure III.29 : Maillage	76
Figure III.30 : Calcul hydraulique	76
Figure III.31 : Génération d'eau	76
Figure III.32 : Génération des contraintes	77
Figure III.33 : Le programme de calcul (Calculations)	77
Figure III.34 : Le programme de résultats (Output)	78
Figure III.35 : Le programme courbes (Curves)	78
CHAPITRE IV : MODELISATION NUMERIQUE D'UN TUNNEL SOUS OUED EL HARRACH	
Figure IV. 1 : Type de structures	81
Figure IV.2 : réalisation des parois moulées	82

Figure IV.3 : Paroi moulée à grande inertie.....	83
Figure IV.4 : Enfonçage des palplanches.....	85
Figure IV.5 : Mise en place des palplanches.....	85
Figure IV.6 : Muret guide.....	86
Figure IV.7 : Construction des parois moulées.....	86
Figure IV.8 : phénomène de rupture par renard hydraulique.....	87
Figure IV.9 : Colonnes de Jet-Grouting.....	87
Figure IV.10 : Injection rigide – Jet Grouting -.....	87
Figure IV.11 : Excavation du remblai « Section I ».....	88
Figure IV.12: Étayage des palplanches.....	88
Figure IV.13 : Étapes 1 et 2.....	88
Figure IV.14 : Étapes 3 et 4.....	88
Figure IV.15 : Étapes 5 et 6.....	89
Figure IV.16 : Bétonnage de la dalle de couverture.....	89
Figure IV.17 : Palplanches sur la dalle en béton.....	90
Figure IV.22: Génération de la géométrie du modèle.....	92
Figure IV.23 : Génération du maillage.....	92
Figure IV.24 : Génération de la nappe phréatique.....	92
Figure IV.25: Contraintes effectives - phase initiale.....	92
Figure IV.26 : Déformation du maillage.....	93
Figure IV.27: diagrammes déformation M, N, T de la palplanche.....	94
Figure IV.28: diagrammes déformation M, N, T de la paroi moulée.....	95
Figure IV.29: diagrammes déformation M, N, T de la dalle.....	96
Figure IV.30 : diagrammes déformation M, N, T du radier.....	97
Figure IV.31: diagrammes déformation M, N, T du mur.....	98

CHAPITRE V : ETUDE NUMERIQUE ET PARAMETRIQUE

Figure V.1 : Maillage du projet.....	102
Figure V.2 Modèle utilisé pour la simulation du métro d'Alger.....	102
Figure V.3 : les axes de résultats : Modèle utilisé pour la simulation.....	102
Figure V.4 : Génération des pressions interstitielles initiales.....	102
Figure V.5: tassement en surface.....	104
Figure V.6:: Les déplacements verticaux.....	104
Figure V.7 : Les déplacements horizontaux et verticaux à t=60 jours.....	105
Figure V.8 : Les contraintes totales à t=60 jours.....	106

Figure V.9: les contraintes totales : à T=60 jours	107
Figure V.10: les contraintes totales : à T=120 jours.....	107
Figure V.11: les contraintes totales : à T=1200 jours.....	108
Figure V.12: les contraintes totales : AXE AA (Y=0,3m).....	108
Figure V.13: les contraintes totales : AXE BB (Y=14.5m).....	109
Figure V.14: les contraintes totales : AXE CC (Y=40m),.....	109
Figure V.15: les contraintes totales : AXE DD (Y=79m),.....	110
Figure V.16 Les contraintes effectives à t=60 jours.....	110
Figure V.17: les contraintes effectives :AXE AA (Y=0,3m).....	111
Figure V.18: les contraintes effectives : à T=60 jours	111
Figure V.19: les contraintes effectives : à T=120 jours	112
Figure V.20: les contraintes effectives : à T=1200 jours.....	112
Figure V.21: les contraintes effectives: AXE AA (Y=0,3m).....	113
Figure V.22: les contraintes effectives : AXE BB (Y=14.5m).....	113
Figure V.23: les contraintes effectives : AXE CC (Y=40m).....	114
Figure V.24: les contraintes effectives : AXE DD (Y=79m).....	114
Figure V.25 les pressions interstitielles à t=60 jours	115
Figure V.26: les pressions interstitielles : AXE AA (Y=0,3m).....	115
Figure V.27: les pressions interstitielles : à T=60 jours	116
Figure V.28: les pressions interstitielles : à T=120 jours	116
Figure V.29: les pressions interstitielles : àT=1200 jours	117
Figure V.30: les pressions interstitielles :AXE BB(Y=14.5m),.....	117
Figure V.31: les pressions interstitielles : AXX CC(Y=40m)	118
Figure V.32: les pressions interstitielles : AXE DD(Y=79m)	118
Figure V.33 : Les surpressions interstitielles à t=60jours.....	119
Figure V.34: les surpressions interstitielles :	119.
Figure V.35: les surpressions interstitielles : à T=60 jours.....	120
Figure V.36: les surpressions interstitielles : àT=120 jours.....	120
Figure V.37: les surpressions interstitielles à T=1200 jours.....	121
Figure V.38: les surpressions interstitielles : AXE AA(Y=0.3m).....	121
Figure V.39: les surpressions interstitielles : AXE BB(Y=14.5m).	122
Figure V.40: les surpressions interstitielles :AXE CC(Y=40m),.....	122
Figure V.41: Déformation de maillage de la phase 8.....	123
Figure V.42: Résultats au terme de la- phass8.....	124
Figure V.43: Déformation de maillage de la phase 21.....	124

Figure V.44: tunnel : résultats au terme de la- phass21.....	125
Figure V.45: Effet du modèle de comportement sur les tassements en surface.....	127
Figure V.46 : Effet du modèle de comportement sur le déplacement à la clé de voûte.....	127
Figure V.47 : Effet de la fluctuation de la nappe sur les tassements en surface.....	128
Figure V.48: Effet de la fluctuation de la nappe sur le déplacement la clé de voûte.....	128
Figure V.49: Effet des interfaces sur les tassements en surface.....	129
Figure V.50: Effet des interfaces sur le déplacement à la clé de voûte.....	129
Figure V.51: Effet du coefficient de Poisson sur les tassements en surface.....	130
Figure V.52: Effet du coefficient de Poisson sur le déplacement à la clé de voûte.....	130
Figure V.53: Effet du module d'Young sur les tassements en surface.....	131
Figure V.54: Effet du module d'Young sur le déplacement à la clé de voûte.....	131
Figure V.55 : Effet de l'angle de frottement sur les tassements en surface.....	132
Figure V.56 : Effet de l'angle de frottement sur le déplacement à la clé de voûte.....	132
Figure V.57: Influence de la cohésion sur les tassements en surface.....	133
Figure V.58: Influence de la cohésion sur le déplacement à la clé de voûte.....	133
Figure B1 : Vue en coupe du projet.	

Chapitre II : PROJET DU TUNNEL EN GENIE CIVIL : ELEMENTS DE BASES

Tableau I.1 : Classification des ouvrages souterrains (<i>Barton & al ,1974</i>).....	04
Tableau I.2 Exemples des tunnels (<i>DEBBAH ,2006</i>):.....	06
Tableaux I.3: Caractéristiques techniques et dimensions du tunnel (<i>Omrani K et BOUTRIA H,2012</i>)	19
Tableau I.4 : Résultats des Forages (<i>Omrani K et BOUTRIA H, 2012</i>).....	23
Tableau I.5 : Corrélation entre la compacité du sol et le nombre de coups des essais de Pénétration dynamique (SPT) (<i>Omrani K et BOUTRIA H, 2012</i>).....	23
Tableau II.6 Correction du nombre de coups SPT-N ₃₀ au-dessous du niveau d'eau (<i>omrani K et BOUTRIA H 2012</i>).....	24
Tableau I.7 : Valeurs limites de la compacité (<i>omrani K et BOUTRIA H 2012</i>).....	24
Tableau I.8 : Compacité D des différents types de sol.....	24
Tableau I.9 : Indice de densité ID des différents types de sol.....	24
Tableau I.10 : Résistance en pointe des différents types de sol.....	25
Tableau I.11 : Détermination du module de rigidité Es.....	25
Tableau I.12 : Module de rigidité Es pour les différents types de sol.....	25
Tableau I.13 : Module E pour les différents types de sols.....	26
Tableau I.14 : Angle de frottement pour les différents types de sols.....	26
Tableau I.15 : Coefficient α en fonction du type de sol.....	26
Tableau I.16 : Module de rigidité Es pour les différents types de sols.....	27
Tableau I.17: Module de déformation E pour les différents types de sols.....	27
Tableau I.18 : Résistance de pointe qc.....	27
Tableau I.19: Valeurs de Perméabilité K pour les différents types de sols.....	28
Tableau I.20 : Poids spécifiques des différents types de sols.....	28
Tableau I.21: Teneur en eau naturelle des différents types de sols.....	28
Tableau I.22 : Indice de consistance des différents types de sols.....	28
Tableau I.23 : Plasticité et Limite de liquidité des différents types de sols.....	29
Tableau I.24: Indice de compression Cc des différents types de sols.....	29
Tableau I.25 : Indice de gonflement Cg des différents types de sols.....	29
Tableau I.26 : Pression de gonflement Pg des différents types de sols.....	29
Tableau I.27 : Cohésion Cu et C' des différents types de sols.....	30
Tableau I.28 : Angle de frottement Φ des différents types de sols.....	30
Tableau I.29 : Résultats d'analyse chimique de l'eau.....	30
Tableau I.30 : Valeurs caractéristiques. (<i>Omrani K et BOUTRIA H, 2012</i>).....	31

CHAPITRE III : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE DE LA CONSOLIDATION DES SOLS AUTOUR DES TUNNELS

Tableau II.1: Modèles de comportement les plus fréquemment utilisés pour la modélisation de la consolidation des argiles. (Tableau issu des travaux cités par Duncan 1994).....37

Tableau II.2 : Modélisation tridimensionnelle des phases de creusement (Boulon & al [1996])..... 47

CHAPITRE IV : MODELISATION NUMERIQUE D'UN TUNNEL SOUS OUED EL HARRACH

Tableau IV.1 Récapitulatif des résultats (phase 5,11 et 12)..... 99

CHAPITRE V : ETUDE NUMERIQUE ET PARAMETRIQUE

Tableau V.1 Comparaison entre les deux phases..... 126

Tableau A1: Caractéristiques de la paroi moulée

Tableau A2 : Caractéristiques de la dalle

Tableau A3: Caractéristiques de la Palplanche

Tableau A4 : Caractéristiques du Buton

Tableau A5: Caractéristiques des couches de sols et des interfaces

Tableau B1: Caractéristiques géotechniques du sol

Tableau B2: Perméabilités du sol et rigidité des interfaces

Tableau B3. Caractéristiques mécaniques des soutènements, des revêtements et de la superstructure

Tableau B4: Paramètres modèle (Hardening Soil Model, (HSM) .

LISTE DES NOTATIONS

K_0 Coefficient des terres au repos.
 P_i Pression fictive en paroi.
 R Rayon de l'excavation.
 $\lambda(x)$: Taux de déconfinement à une distance x du front de taille.
 σ_0 : Contrainte initiale.
 γ : Poids volumique humide.
 U_e : Pseudo-déplacement élastique du terrain.
 U_{inf} : Déplacement maximal du terrain.
 U_s : Déplacement du soutènement.
 F : Facteur de stabilité.
 R_c : Résistance à la compression.
 γ_d : Poids volumique sec .
 σ_w : Surpressions intersiticielles.
 K_w : Module volumique de l'eau.
 n : Porosité.
 ε_v : Déformation volumique .
 E : Module d'Young.
 G : Module de cisaillement.
 ν : Coefficient de poisson.
 E_0 : Module initial (module d'Young à court terme)
 E_∞ : Module d'Young à long terme.
 E_{50} : Module sécant 50% de la rupture.
 E_{oed} : Module œnométrique.
 E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial.
 E_{oed}^{ref} : Module tangent dans un essai.
 m : Paramètre puissance.
 E_{ur}^{ref} : Module en décharge.
 ν_{ur} : Coefficient de poisson en décharge –recharge.
 p^{ref} : Contraintes de référence.
 R_f : Coefficient à la rupture.
 $\sigma_{tension}$: Résistance à la traction .
 λ^* : Indice de compression
 k^* : Indice de gonflement.
 C : Cohésion.
 φ : Angle de frottement.
 ψ : Angle de dilatance.
 K^* : Indice de gonflement.
 λ^* : Indice de compression.
 μ^* : Indice de fluage.
 C_u : Cohésion à court terme.
 C' : Cohésion à long terme.
 φ_u : Angle de frottement à court terme.
 φ' : Angle de frottement à long terme.

K_h : Coefficient de perméabilité horizontale.

K_v : Coefficient de perméabilité verticale.

R_i : Rigidité des interfaces .

$E_{\text{éq}}$: Module d'Young équivalent .

$e_{\text{éq}}$: Epaisseur équivalent.

A: Section.

I: Moment d'inertie.

U_x : Déplacement suivant l'axe x.

U_y : Déplacement suivant l'axe y.

N : Effort normal.

T : effort tranchant.

M : Moment fléchissant.

S_i : Tassement immédiat.

S_c : Tassement de consolidation primaire.

S_s : Tassement de consolidation secondaire

S_{abs} : Tassement absolu calculé.

S_{abs} Tassement absolu admissible.

S_d : Tassement différentiel calculé.

S_d : Tassement différentiel admissible.

q : Charge uniformément répartie.

E : Module d'élasticité du sol (ou module de Young).

E_{50} : Module d'élasticité correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture.

E_{oed} : Module oedométrique.

I_s : Coefficient d'influence.

e : Indice des vides.

e_0 : Indice des vides initiaux.

H : Hauteur de l'éprouvette.

h_p : Hauteur de solide équivalente ou hauteur de pleins.

P_s : Poids sec du solide.

S : Surface.

a_v : Coefficient de compressibilité.

m_v : Coefficient de changement de volume.

c_c : Indice de compressibilité.

C_s : Indice de gonflement.

C_v : Coefficient de consolidation.

C_{α} : L'indice de compression secondaire

$C_{\alpha e}$: L'indice de compression secondaire modifié.

OCR : Degré de consolidation.

POP : Coefficient de préconsolidation.

k : Coefficient de perméabilité .

h : Charge hydraulique.

T_v : Facteur de temps de consolidation.

U_v : Degré de consolidation.

R : Lecture micrométrique à temps t .

u : Vecteur de déplacement réel

u^* : Vecteur de déplacement virtuel.

R : Lecture micrométrique à temps t .

γ_s : Densité relative du solide.

γ_w : Densité relative de l'eau.

σ_p : Contrainte de pré consolidation.

σ_{v0} : Contrainte verticale initiale.

σ' : Contrainte effective.

σ_1 : Contrainte totale majeure.

σ_3 : Contrainte totale mineure.

ϵ_v : Déformation volumique.

ϵ_a : Déformation axiale.

Δ Opérateur laplacien.

INTRODUCTION GENERALE

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

La construction du tunnel est un procédé complexe générant de nombreux événements dans le sol. Au fur et à mesure de l'avancement du tunnel, la mise en place d'une structure rigide permet de limiter les mouvements dans le massif et en surface. Ces mouvements peuvent être très importants si le front de taille n'est pas suffisamment stable ou si le tunnel a une forte interaction avec des ouvrages existants.

Les problèmes majeurs liés à la construction de ses ouvrages sont :

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

La réponse d'un massif aux sollicitations engendrées par le creusement d'un tunnel dépend essentiellement de la nature du sol et de la technique de creusement. La construction par excavation provoque un changement de l'état de contraintes et de déformations du massif et induit des mouvements dans le sol et des tassements en surface (Atwa, 1996)

Les mouvements qu'ils provoquent, peuvent endommager les structures existant en surface. Ce problème est d'autant plus important en présence de sols compressibles. Les tassements dus à la construction de l'ouvrage sont dans ce cas plus importants et ils se développent au cours du temps, parfois pendant de longues périodes après la fin des travaux.

Ces déformations différées proviennent notamment de la consolidation des sols fins qui se produit au cours du temps par expulsion des excès d'eaux interstitielles occupant les vides du massif. Dans les terrains plus consistants, la présence d'une nappe phréatique peut induire d'autres problèmes liés à l'écoulement de l'eau vers l'ouvrage et le drainage consécutif du massif (Atwa, 1996).

Les travaux présentés dans ce mémoire visent à approfondir les connaissances dans ce domaine, et s'appuient sur deux outils: l'analyse bibliographique et la modélisation numérique.

L'étude a porté dans un premier temps sur l'analyse de la consolidation des sols autour des tunnels et dans un second temps, des analyses numériques réalisées à l'aide du logiciel Plaxis.

Pour atteindre l'objectif escompté, le travail sera divisé en suivant le plan ci-dessous :

Chapitre I : PROJET DU TUNNEL EN GENIE CIVIL : ELEMENTS DE BASES

Ce chapitre est consacré à la connaissance des modes de fonctionnement des tunnels, des différentes techniques de creusement ainsi que des conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables. D'autant plus qu'un exemple sur les ouvrages souterrains en Algérie (métro d'Alger)

Chapitre II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE DE LA CONSOLIDATION DES SOLS AUTOUR DES TUNNELS

Ce chapitre à permis d'étudier les principaux aspects du comportement observé sur les sites de tunnels creusés dans l'argile. Il a également permis d'exposer les principales techniques numériques pouvant être utilisées pour reproduire, dans un modèle d'éléments finis, les différentes phases de la construction. Une revue des principaux travaux antérieurs analysant la consolidation des sols autour de tunnels a également été présentée.

Chapitre III: PRATIQUE SUR LE CODE PLAXIS

Ce chapitre décrit le code d'éléments finis *PLAXIS* ; sera consacré aux modèles du comportement, employés dans les simulations numériques, nous présenterons une étude bibliographique de quelques modèles utilisés dans le code Plaxis.

Chapitre IV : MODELISATION NUMERIQUE D'UN TUNNEL SOUS OUED EL HARRACH

Dans ce chapitre, nous étudierons un tronçon de tunnel sous Oued EL HARRACH en utilisant la technique à ciel ouvert (tranchée couverte avec paroi moulée). A cet effet, nous avons utilisé le logiciel PLAXIS 8.2.

Chapitre V : ETUDE NUMERIQUE ET PARAMETRIQUE

Le présent chapitre sera consacré à l'étude numérique et paramétrique de la consolidation des sols autour des tunnels par le code de calcul Plaxis 8.2. Le travail présenté dans ce chapitre portera sur les points suivants :

- Traitement d'un exemple de calcul d'un tunnel (Métro d'Alger) : Établissement d'un modèle de calcul de référence.
- Etude paramétrique de l'effet des paramètres géotechnique sur le comportement d'un tunnel.

Le mémoire est clôturé par une conclusion générale

CHAPITRE I : PROJET DU TUNNEL EN GENIE CIVIL : ELEMENTS DE BASES

I.1 INTRODUCTION

Les constructions ont de tout temps sécurisé un intérêt certain. Ces réalisations qui, dès le début, demandèrent un effort soutenu et présentèrent des dangers évidents, furent créées dans des buts divers : intentions belliqueuses (défense ou attaque), production, transports ou communications.

Sans parler des cavernes naturelles qui abritèrent l'homme préhistorique. Les tunnels construits dans l'antiquité déjà et qui servirent à contourner les murs de fortifications comptaient parmi les moyens d'attaques les plus efficaces.

L'intérêt stratégique des constructions souterraines n'a point diminué de nos jours. Son rôle est cependant devenu essentiellement défensif.

Les tunnels forment donc un des groupes importants des constructions souterraines : il s'agit en effet d'ouvrages souterrains destinés à créer une liaison entre deux points en vue d'instaurer des possibilités de transport ou de communication par l'élimination des obstacles topographiques qui les séparent. Les tunnels sont des voies de communication souterraines réalisées sans l'excavation des couches supérieures de terrain.

D'une manière générale les ouvrages souterrains sont divisés en trois groupes (*Khaled A ,1999*) :

- a- Les plus anciens sont les mines ; dont une partie est constituée par les voies de communication possédant un revêtement et des dimensions définitifs, aux quelles se raccordent les diverses galeries munies d'un revêtement provisoire et destinées à l'extraction des matériaux.
- b- Le deuxième groupe des ouvrages souterrains est constitué par les tunnels dont les caractéristiques viennent d'être évoquées ci-dessus.
- c- Le troisième groupe est formé par les abris antiaériens construits pour y loger des personnes, y déposer des matériaux ou des marchandises. Voire y installer des usines entières afin de les soustraire.

Enfin, dans le but de satisfaire les exigences de la circulation et de la défense anti-aérienne, mais aussi pour créer des possibilités d'entrepotage à l'intérieur des grandes villes, on a tendance à tirer parti de l'espace disponible dans les sous-sols des quartiers intérieurs. Mentionnons à ce propos les garages et parking souterrains pour voitures. (*Khaled A ,1999*)

Barton et al ,(1974) présente la classification des ces ouvrages en tenant compte de la sécurité requise sous la forme suivante (Tableau I.1):

Les principaux problèmes dus à la construction des ouvrages souterrains sont: (*Dolzhenko N, 2002*) :

- Le choix d'un site ;
- La stabilité du terrain pendant les travaux, notamment au front du taille;

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

Tableau I.1 : Classification des ouvrages souterrains. (Barton & al, 1974)

Classe	Descriptions
A	Excavations minières à caractère temporaire
B	Puits verticaux
C	Galeries hydrauliques, Collecteurs d'assainissement, Galeries de reconnaissances et galerie pilotes.
D	Cavité de stockage. Stations de traitement d'eau. Tunnels routiers et ferroviaires sur axes secondaires. Chambre d'équilibre et tunnels d'accès.
E	Usines souterraines (plus souvent hydroélectriques) Tunnels autoroutiers. Tunnels ferroviaires sur axes principaux. Galeries du métro Abries de défense civile.
F	Centrales nucléaires souterraines Gares souterraines Salles ouvertes au public (sports, spectacles).

I.2 Historique des tunneliers

Le premier tunnel répertorié est le tunnel d'Agrippa en Italie, sous le mont Posilipe. Ce tunnel datant de l'antiquité faisait déjà 900 m de long. Jusqu'en 1880, les techniques de creusement des tunnels restaient principalement manuelles, et faisaient appel à la méthode des tranchées couvertes ou aux explosifs. La méthode des tranchées couvertes consistait à creuser un vaste tranché au fond de laquelle on construisait l'ouvrage de protection du tunnel et on remblayait afin de reconstituer le sol d'origine. La construction des tunnels sous fluviaux, notamment, a eu recours à cette technique. D'autre part, les explosifs ont souvent été utilisés dans le percement des grands tunnels alpins dans des roches dures. Dans les années 1880, les premières machines de creusement (les perforatrices) sont apparues pour la perforation de la galerie d'essai du tunnel sous la manche. On distinguait alors deux types de perforatrices : la perforatrice de Brunon et celle du colonel de Beaumont. Ces perforatrices creusaient la craie

grâce à la mise en rotation à grande vitesse des têtes par l'air comprimé. Le diamètre de ces perforatrices était d'environ 2,1m. Jusqu'à 1954, peu d'évolutions apparaissent en matière de tunneliers, du fait des faibles demandes en travaux publics. Les années 60 voient alors le développement des machines de construction de tunnels et ces évolutions donneront naissance à différentes sortes de tunneliers : les boucliers à attaque ponctuelle et les boucliers à attaque globale avec différents moyens de confinement. Deux constructeurs s'imposent alors en France Robins et Wirth. Ces derniers réussirent dans les années 70 à réaliser des tunnels de 5,8 m de diamètre avec des cadences de 14 m par jour. Dès lors, l'utilisation de tunneliers s'est totalement généralisée du fait qu'on ne pouvait pas creuser des tunnels dans des roches tendres avec la méthode de l'explosif. (Debbah , 2006) .

A partir des années 70, les évolutions ont fait apparaître des boucliers à front confiné pour éviter les venues d'eau et les éboulements du front. Ces boucliers permettent de faire face à des situations difficiles qui nécessitaient des techniques de traitement du terrain. On distingue deux principaux types de confinement : le confinement hydraulique (1982) et le confinement pâteux (1988). Ces deux types de confinements s'adaptent à différentes natures de sols et c'est ainsi que les terrains les plus meubles nécessitent des tunneliers à pression de terre (confinement pâteux). Ces évolutions ont alors donné la possibilité de creuser des tunnels dans des terrains beaucoup plus tendres et ont amené une généralisation de l'utilisation des tunneliers. (Debbah , 2006)

Les plus grands tunnels du monde sont actuellement des tunnels sous-marins, tous ferroviaires pour des raisons de ventilation et de sécurité. Le plus long est le tunnel japonais de Seikan (53.85km dont 23.3km sous la mer), et le second est le tunnel sous la manche (53.85km dont 39.92km sous la mer). Viennent ensuite des tunnels ferroviaires terrestres : Dai Shimizu au Japon (22.2km), Simplon entre la Suisse et l'Italie (19.73km) réalisé en 1906, Shin Kanmon au Japon (18.7km), le tunnel des Apennins en Italie (18.16km), et depuis 2000 le tunnel de Laerdal en Norvège qui mesure plus de 20 km de long. En ce qui concerne les tunnels routiers, le plus long est celui du Saint-Gothard en Suisse (16.9km). En 1988, le début des travaux du tunnel sous la manche marque un évènement important dans l'histoire des tunneliers. Cinq tunneliers côté français et six côté anglais ont été nécessaires pour réaliser un tel ouvrage et le plus grand avait un diamètre de 8.78m. C'est à cette occasion que la méthode de confinement pâteux a été utilisée pour la première fois. A l'heure actuelle, les tunneliers sont capables d'utiliser les deux méthodes de confinement, et ils ne cessent d'évoluer comme nous le verrons par la suite. Ils permettent ainsi la construction de tunnels de plus en plus grands comme le résume le tableau suivant : (Debbah , 2006)

Tableau I.2 Exemples des tunnels. (Debbah , 2006):

Tunnel	Diamètre extérieur	Longueur	Années
Tunnel sous la Manche	8.78 m	52 km	1988-1991
Tramway de Strasbourg	8.30 m	1.2 km	1992-1993
METEOR - Ligne 14	8.61 m	4.5 km	1993-1995
Caluire Nord et Sud	11.02 m	6.5 km	1994-1998
Adlerberg	12.58 m	4.3 km	1995-1997
Métro de Sydney	10.72 m	10 km	1995-2000
Groene Hart	14.87 m	7 km	2000-2005
A86-Est	11.56 m	10 km	2000-2006
Elbe Tunnel	14.20 m	3.4 km	1986-2002
Djebahia Wilaya de Bouira (Algérie)	8m	1.3km (constitué de deux tubes)	2006
Métro d'Alger (ligne 1 « Haï el Badr » - « Tafourah-Grande poste»)	11m	9.5 km	2000

I.3 Techniques de creusement

Une technique de construction doit permettre l'abattage et la stabilisation du terrain tout en respectant certains critères d'économie et de rapidité. Plusieurs techniques existent et leur emploi varie selon le type de projet (géométrie de l'ouvrage, profondeur), on distingue trois techniques de creusement (Djenane M, 2010) :

Creusement à l'explosif ; Creusement à attaque ponctuelle ; Creusement au tunnelier.

I.3.1 Abattage à l'explosif

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique. L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes : (Djenane M, 2010)

- traçage et perforation du plan de tir ;
- chargement des trous de mines et tir de la volée ;
- ventilation et purge de l'excavation ;
- évacuation des déblais du front de taille (marinage).

Le traçage du plan de tir souvent commun aux opérations de pilotage de la galerie (implantation et vérification de l'axe de la galerie, contrôle du pourtour de l'excavation) est exécuté sur la base d'un plan de tir théorique adapté aux conditions particulières du front de taille (fracturation,

hétérogénéité, hors profil et en profil), et à la qualité des roches rencontrées. Pour améliorer la qualité du traçage et pour réduire les délais nécessaires à cette opération, il est procédé à une projection de plan de tir théorique au moyen d'un appareil optique installé en galerie à proximité du front de taille. Le dernier développement consiste à mémoriser le plan de tir dans un logiciel de perforation automatique au moyen d'un ordinateur embarqué sur le jumbo de foration. La perforation des trous de mine de la volée s'effectue au moyen d'outils perforateurs qui suivant les dimensions de la section à réaliser sont soit simplement montés sur des poussoirs (marteaux poussoirs), soit montés sur des bras à glissière constituant ainsi des jumbos de forage automoteur de 2 à 5 bras avec nacell. (Djenane M,2010)

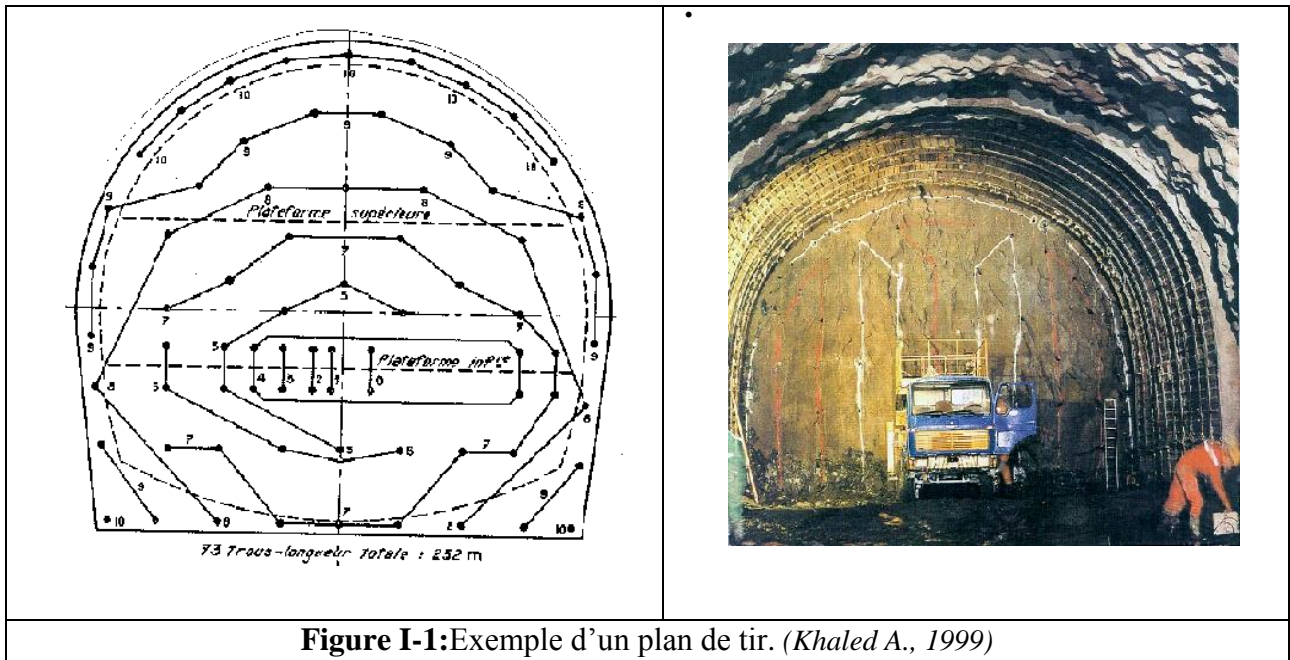


Figure I-1: Exemple d'un plan de tir. (Khaled A., 1999)

I.3.2 Principaux types de tunneliers

On peut distinguer deux grandes classes de tunneliers selon qu'il s'agit de simples machines de creusement ou de véritables machines de construction de tunnels intégrant toutes les fonctions correspondant à la réalisation d'un ouvrage terminé du point de vue du génie civil. (Djenane M, 2010).

a) Machines de creusement :

Ce sont des machines dont la conception est généralement directement héritée des équipements miniers et qui se divisent à leur tour en trois catégories, à savoir les machines à attaque ponctuelle, les haveuses et les machines à attaque globale. Dans tous les cas, il s'agit seulement d'assurer l'excavation et, éventuellement, le chargement des déblais, étant entendu que le soutènement provisoire et le revêtement définitif, s'ils sont éventuellement nécessaires, sont réalisés de façon distincte par d'autres moyens. (Djenane M, 2010)

• **Machines à attaque ponctuelle :**

Elles sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles (figure I.2) 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, la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras (figure I.3). Dans les machines à attaque transversale, la fraise, appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front (figure I.4). 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. La fraise doit donc être équipée d'outils permettant ces deux modes successifs de creusement. Dans le deuxième cas, le creusement se fait en principe toujours par fraisage tangentiel à la surface cylindrique du « tambour » (Djenane M, 2010).

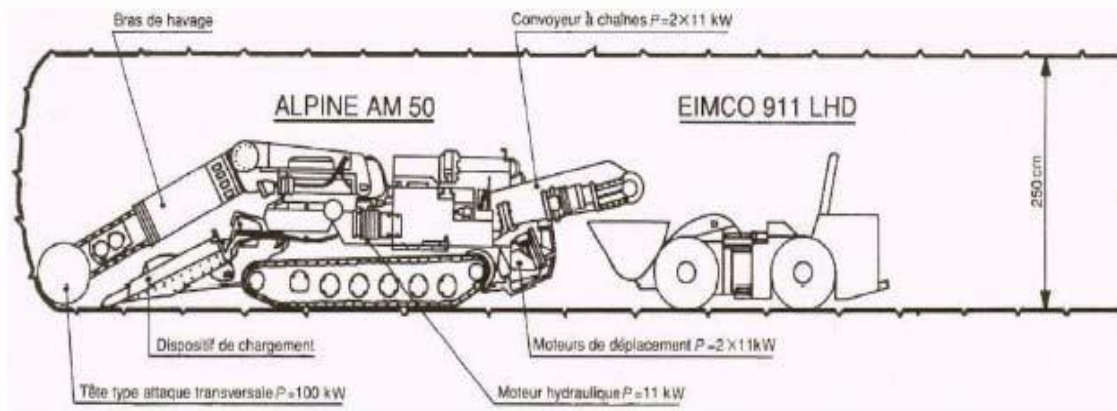


Figure I.2 : Machine à attaque ponctuelle. (Djenane M, 2010)

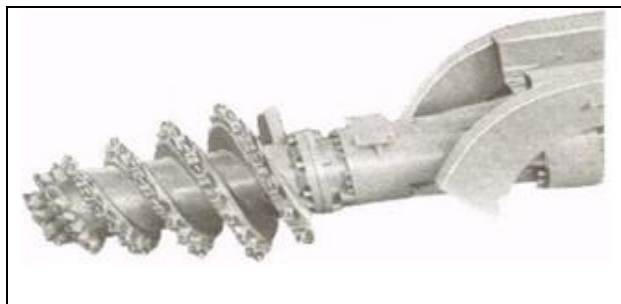


Figure I.3 : Bras à attaque radiale. (Djenane M, 2010)



Figure I.4 : Bras à attaque transversale (Djenane M, 2010)

• **Machine foreuse à attaque globale :**

- **Description :**

Une machine foreuse est un moyen d'excavation mécanisé, qui par son principe fondamental de travail continu, se substitue aux méthodes traditionnelles de creusement à l'explosif qui sont séquentielles. Sont définies sous le terme "pleine section" ou "à attaque globale ou pleine face"

les machines capables d'excaver en une seule fois la section du tunnel à réaliser, à l'inverse des machines "à attaque ponctuelle" qui abattent le terrain de manière sélective et par partie. Ces machines sont utilisées dans des massifs rocheux qui ne nécessitent pas de soutènement immédiat. Quand les conditions de stabilité ne sont plus assurées, il est mis en œuvre des boucliers mécanisés. Les deux types de machines sont généralement considérés comme des tunneliers. (Djenane M, 2010)

- Principe et fonctionnement des machines :

Une machine pleine section est constituée par (figure I.5) :

- une tête de forage ou plateau porte-outils de forme circulaire dans les machines rotatives sur lequel sont disposés les outils de coupe de type molettes, disques ou pics ;
- un bâti fixe dans lequel sont repris les efforts de poussée de la tête sur le front de taille et le moment résultant du travail de découpe du rocher ;
- un système de propulsion et d'appui de conception différente selon le type de machine et la qualité du terrain encaissant :
 - grippeurs ou patins d'ancrage latéraux vérinés au terrain et propulsion par coulissage relatif bâti fixe - tête de forage ;
 - groupe de vérins de propulsion prenant appui contre le revêtement mis en place directement à l'avancement ou contre un anneau de réaction quand le terrain n'autorise pas l'utilisation de plaques d'appui ;
- un système de marinage par reprise des déblais au front de taille par les augets solidaires du plateau porte-outils et évacuation par convoyeur jusqu'à l'arrière de la machine ; l'extraction des déblais peut être également assurée par une vis située en partie inférieure de la chambre d'abattage ;
- des équipements annexes optionnels : casquette de protection, bras de boulonnage, érecteur de cintres ou voussoirs, lance à béton projeté ; foreuse pour sondage de reconnaissance à l'avancement, bouclier simple ou articulé dans les terrains meubles et aquifères.

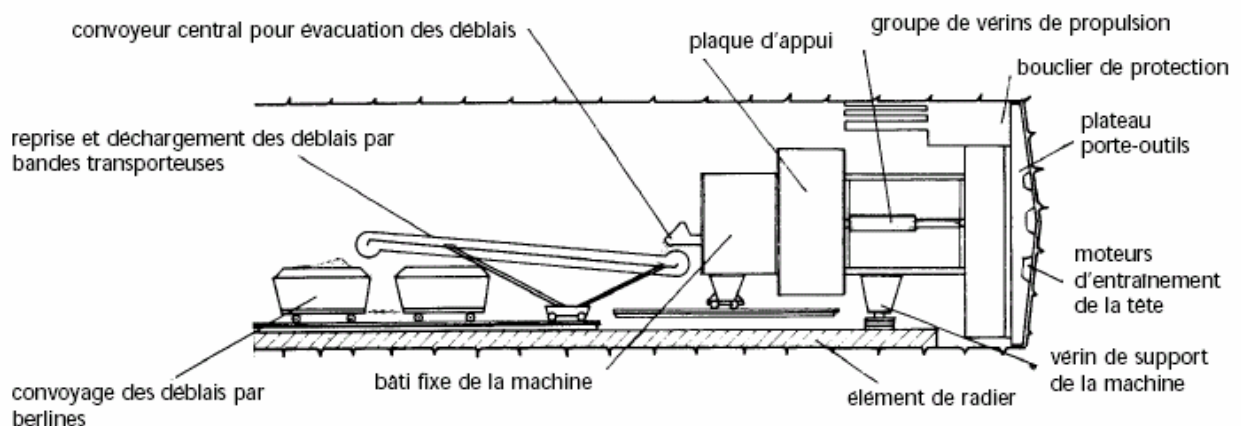


Figure I.5 : Schéma général d'une machine pleine section. (Djenane M, 2010)

I.4 Creusement à pleine et demi-section

I.4.1 Méthode à pleine section:

Cette technique de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase, elle s'adresse essentiellement aux terrains de bonne tenue lorsque la section à excaver n'est pas très importante (généralement inférieure à 12m^2), puisque dans le cas contraire la méthode nécessite un matériel plus performant et devient extrêmement coûteuse.

La rapidité de cette méthode facilite l'organisation du chantier, car elle permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.

Les déblais sont exécutés par tranche horizontale en commençant par le haut, l'inconvénient est que leur évacuation nécessite plusieurs reprises. Encas de rencontre d'accident de terrain sérieux cette technique requiert une adaptation très difficile. (Laghoutat F ,2000)

I.4.2 Méthode de la demi-section:

Cette méthode est particulièrement conseillée pour les terrains hétérogènes de qualité moyenne, elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité vue la dimension réduite du front de taille.

Généralement on creuse d'abord la demi section supérieure du tunnel qui peut atteindre 5 à 6 mètres de hauteur, une fois cette phase terminée on excave la demi section inférieure appelée STROSS.(Laghoutat F , 2000)



Figure. 1.6 : Creusement en demi-section. (Djenane M, 2010)



Figure. 1.7 : Creusement en pleine section. (*Djenane M, 2010*)

Si la nature du terrain ne permet pas, pour la demi-section supérieure, une utilisation efficace du boulonnage, il y a lieu d'étudier particulièrement la reprise des efforts en pieds de cintres (oreilles, longrines, micropieux, ...) pour éviter tout incident lors de l'excavation des piédroits. Il est souvent nécessaire de fermer la demi-section supérieure par un radier provisoire en béton projeté, contre voûte ou non. (*Laghout F, 2000*)

I.5.EXEMPLE SUR LES OUVRAGES SOUTERRAINS EN ALGERIE

I.5.1 LE METRO D'ALGER

Est un réseau ferroviaire de transport urbain de type métro desservant la ville d'Alger. Le premier projet de métro d'Alger date de 1928 mais il ne verra jamais le jour. L'actuel métro date de la fin des années 1970, avec pour but de parer à l'explosion démographique de la ville d'Alger et au besoin de transport collectif qui en résulte. Lancé dans les années 1980, sa construction est ralentie du fait de difficultés financières et de l'insécurité dans les années 1990. Le projet est relancé en 2003. (*Sakhri H, 2010*)

La construction de la première section de la ligne 1 « Haï el Badr » - « Tafourah-Grandeposte», d'une longueur de 9,5 km et comportant dix stations, est achevée à la fin des années 2000. Inaugurée officiellement par le Président Bouteflika le 31 octobre 2011, la ligne est mise en service commercial le 1er novembre 2011. Le métro d'Alger constitue, avec le métro du Caire, le seul métro lourd du continent africain. (*Sakhri H, 2010*)

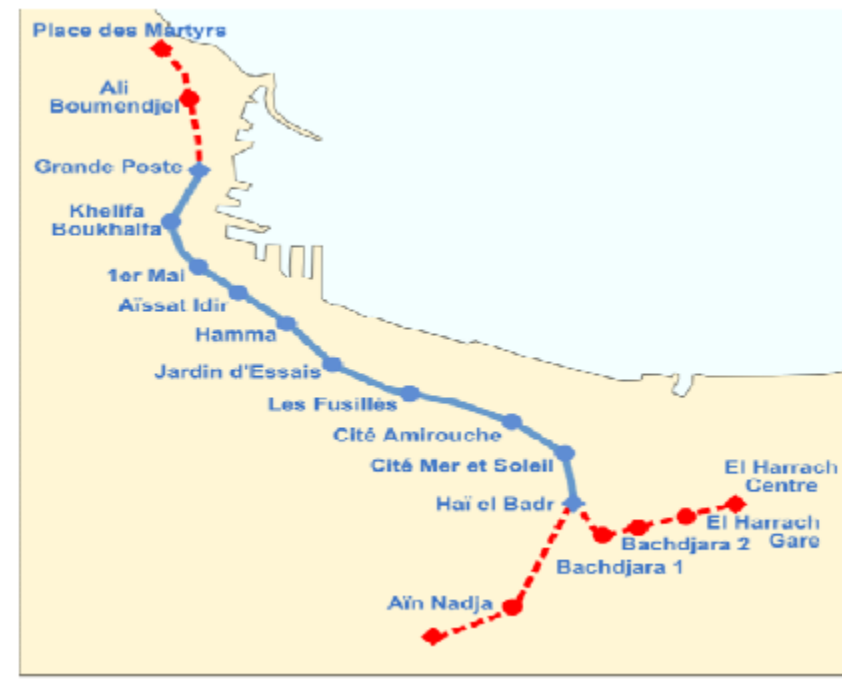


Figure I.8: Tracé de la ligne 1 du métro d'Alger (Laghout F, 2000)

I.5.1.1 Historique

Les deux premiers projets, 1928 et 1959

Le projet de 1928

Le 3 novembre 1928, le président du conseil général du département d'Alger pose le premier la possibilité de construire un nouveau réseau de transport en commun de la région algéroise, lequel comprendrait un métropolitain souterrain comme à Paris. Une étude sur la réorganisation des transports publics algérois est confiée à l'Omnium Lyonnais. Les conclusions de l'étude détaillée publiées en avril 1929 préconise la création d'une ligne de métro. La Ville d'Alger, et plusieurs communes limitrophes, se constituent en syndicat intercommunal pour la réalisation d'un métropolitain allant de Saint-Eugène (actuelle commune de Bologhine) à Maison-Carré (actuelle commune de El Harrach). Mais pour diverses raisons, plusieurs communes se retirent, ne restant qu'Alger, El Biar et Kouba en 1932. Des sondages sont réalisés au niveau des futures stations mais le projet va être peu à peu délaissé jusqu'à ce qu'il soit ajourné *sine die* par délibération du conseil municipal le 26 juillet 1935 à cause de l'importance de la dépense qui était estimée à 80 millions de Francs. (Sakhri H, 2010)

Le projet prévoyait la création d'une ligne unique qui devait partir du cimetière de Saint-Eugène et aboutir à Maison-Carrée en passant en souterrain jusqu'au quartier du Ruisseau (dans l'actuelle commune de Belouizdad). Une autre branche devait débiter au niveau de la Gare de l'Agha pour aboutir au Parc de Galland (actuel parc de la Liberté). (Sakhri H, 2010)

Le projet de 1959

Près plusieurs projets de mise en souterrain partiel du réseau de tramways de la ville qui n'aboutirent pas, une nouvelle étude de la RATP, remise en 1959, préconise à nouveau la création d'une ligne du même type que le métro sur pneus exploité à Paris. Cette ligne devait débiter au carrefour Bouzareah-Cambon (*carrefour Triolet*) pour descendre vers Bab El Oued puis se diriger vers la Grande Poste d'Alger avant de se diviser en deux branches ; une première jusqu'au carrefour Galliéni-Roosevelt (actuellement Place Adis-Abeba) et une seconde jusqu'au quartier du Ruisseau (dans la commune actuelle de Belouizdad). (*Sakhri H, 2010*)

Le projet actuel

A l'indépendance de l'Algérie, de nouveaux plans d'urbanismes sont proposés. Pour la région Alger, le schéma du COMEDOR réalisé entre 1969 et 1970, prévoit à son tour un métro à Alger. En 1980, la SOFRETU réalise pour la RSTA une première «étude de réactualisation du projet de métro d'Alger» (*Sakhri H, 2010*)

Les années 1980

En 1981, des évaluations préliminaires pour une première ligne sont présentées au gouvernement, puis en 1982, la SOFRETU est chargée d'étudier un réseau de 64 km avec une priorité pour une première ligne de 12,5 km.

Les études techniques sont réalisées entre 1982 et 1985. Le 24 novembre 1984 est créée l'Entreprise du Métro d'Alger, chargée de la réalisation du projet. Une entreprise allemande et une japonaise sont retenues pour la réalisation, mais la chute du prix du baril de pétrole, de 30\$ jusqu'à la moitié de cette somme les années suivantes, réduit considérablement les ressources financières de l'Algérie et retardent sa réalisation.

Il faut attendre trois ans pour que le marché soit réattribué à deux entreprises algériennes, COSIDER et GENISIDER, en juillet 1988 et août 1989, les travaux tarderont à commencer à cause de la situation politique du pays. (*Sakhri H, 2010*)

Les années 1990

Les premiers coups de pioche auront lieu en octobre 1990 au niveau de la place de l'Emir Abdelkader à Alger centre. Au niveau de la station Aïssat Idir, les travaux ne débutent qu'en mars 1993, pour la station Hamma ce sera mars 1994.

En 1994, un premier tronçon qui va de la place de l'Emir-Abdelkader à la grande poste d'Alger, long de 450 m, est achevé. Un autre tronçon de 650 m, qui relie la station grande- poste à la station Khelifa Boukhalfa, est lui aussi achevé. En 1996 la jonction est faite entre le tunnel de **Khelifa Boukhalfa** et celui du 1er Mai. (*Sakhri H, 2010*)

En 1999, l'Entreprise du Métro d'Alger (EMA) lance un avis d'appel d'offres international et deux groupements sont choisis: le français Systra pour la maîtrise d'oeuvre et l'algéro-allemand GAAMA (comprenant les entreprises COSIDER et DYWIDAG pour la réalisation et

l'achèvement dans un délai de trente-huit mois des travaux de terrassement et de génie civil. (Sakhri H, 2010)

Les années 2000

En 2003, profitant du retour des équilibres économiques, le gouvernement algérien décide de doter le projet de moyens financiers adéquats et de nouvelles structures organisationnelles et opérationnelles.

En janvier 2006, l'Entreprise du Métro d'Alger (EMA) confie la réalisation du «système intégral» (clé-en-main) au groupement constitué des entreprises françaises Siemens Transportation Systems pour la pose du matériel fixe, la signalisation et l'électrification, Vinci Construction Grands Projets et DYWIDAG International GmbH pour le génie civil, ainsi que de l'entreprise espagnole Construcciones y auxiliar de ferrocarriles (CAF) pour le matériel roulant (14 trains de 6 voitures). (Sakhri H, 2010)

Le tronçon *El Hamma - Haï El Badr*, avec ses 4 stations et 17 ouvrages pour la ventilation et les câbles est réalisé dans les délais impartis de 38 mois. Les travaux de génie civil concernant le forage et la pose des rails ont été officiellement achevés le 30 juin 2007. La pose et la soudure des voies d'une longueur de 23 km (jusqu'aux dépôts) sont entamées en avril 2007 par l'entreprise française TSO (Travaux du Sud-Ouest), pour être livré en novembre 2007. (Sakhri H, 2010)

Les premières rames arrivent à Alger en août 2008.

En 2010, un conflit financier entre EMA et le groupe Siemens-Vinci provoque un arrêt des travaux de plusieurs mois.

Le 8 septembre 2011 débute la « marche à blanc » du métro d'Alger. (Sakhri H, 2010)

I.5.2 TUNNEL SOUS OUED EL HARRACH

I. 5.2.1 Présentation de l'ouvrage

Aujourd'hui, la ville d'Alger comme toutes les grandes métropoles est face au problème d'encombrement dans les transports urbains. Ceci est essentiellement dû au manque d'infrastructures qui pourraient accueillir le nombre croissant de véhicules circulant. Les espaces en surface étant insuffisants et saturés, une solution a été apportée par l'utilisation du sous-sol avec la réalisation du métro.

Les projets de tunnels comportent toujours les études suivantes, plus ou moins poussées à chaque stade du projet selon les cas qui interfèrent largement entre elles :

- **Trafic, type d'exploitation** : en vue de déterminer notamment les caractéristiques Géométriques du profil en travers de l'ouvrage et les besoins en équipements d'exploitation et de sécurité. S'il y a lieu, il convient d'examiner le phasage éventuel de l'opération, qui peut être déterminant pour le choix des caractéristiques géométriques et des équipements.

- **Géométrie (tracé en plan, profil en long, profil en travers)** : pour tenir compte de la Géologie des terrains traversés et des contraintes particulières imposées par le passage du tunnel.
- **Environnement** : aussi bien en ce qui concerne l'impact de la construction sur L'environnement que l'impact de l'exploitation.
- **Géologie, hydrogéologie et géotechnique** : pour la connaissance des terrains rencontrés, la localisation des nappes phréatiques et le comportement mécanique du terrain.
- **génie civil** : portant sur les points suivants :
 1. Conception et dimensionnement.
 2. Procédés de creusement et de soutènement.
 3. Etanchement et revêtement.
 4. Equipements et exploitation.
 5. Assainissement, drainage et réseaux divers.

I.5.2.2. Implantation de l'ouvrage

Le projet métro d'Alger comprend dans sa ligne 1 – Lot1: TAFOURAH- HAI EL BADR l'extension B : HAI EL BADR- EL HARRACH totalisant 4 Km de tunnels et 4 stations et dont la quelle se trouve le passage sous l'oued objet de la présente étude.

Le plan de l'extension B est illustré dans les figures : II.9 et II. 10.

Deux stations de métro sont en phase de réalisation aux alentours d'El Harrach : il s'agit de la station El Harrach Gare et de la station El Harrach Centre.

L'ouvrage en question est situé entre le Pk 3+630.000 au Pk 3+696.700, il fait part de la liaison entre les deux stations citées plus haut, il est limité à l'Ouest par le tunnel souterrain (en mine), et à l'Est par le puits de ventilation n° = 3 tout en passant sous l'oued El Harrach sur une largeur de 25 m environ. L'implantation de l'ouvrage est montrée dans les figures : I.11 et I.12.

I.5.2.2.1. Présence de l'oued El Harrach

Le fait est qui est oued El Harrach au-dessus du tunnel fait de ce projet une première en Algérie, en effet c'est la première fois qu'un tunnel soit creusé au-dessous d'un Oued, ce qui a conduit à l'utilisation de nouvelles techniques et procédures de réalisations.

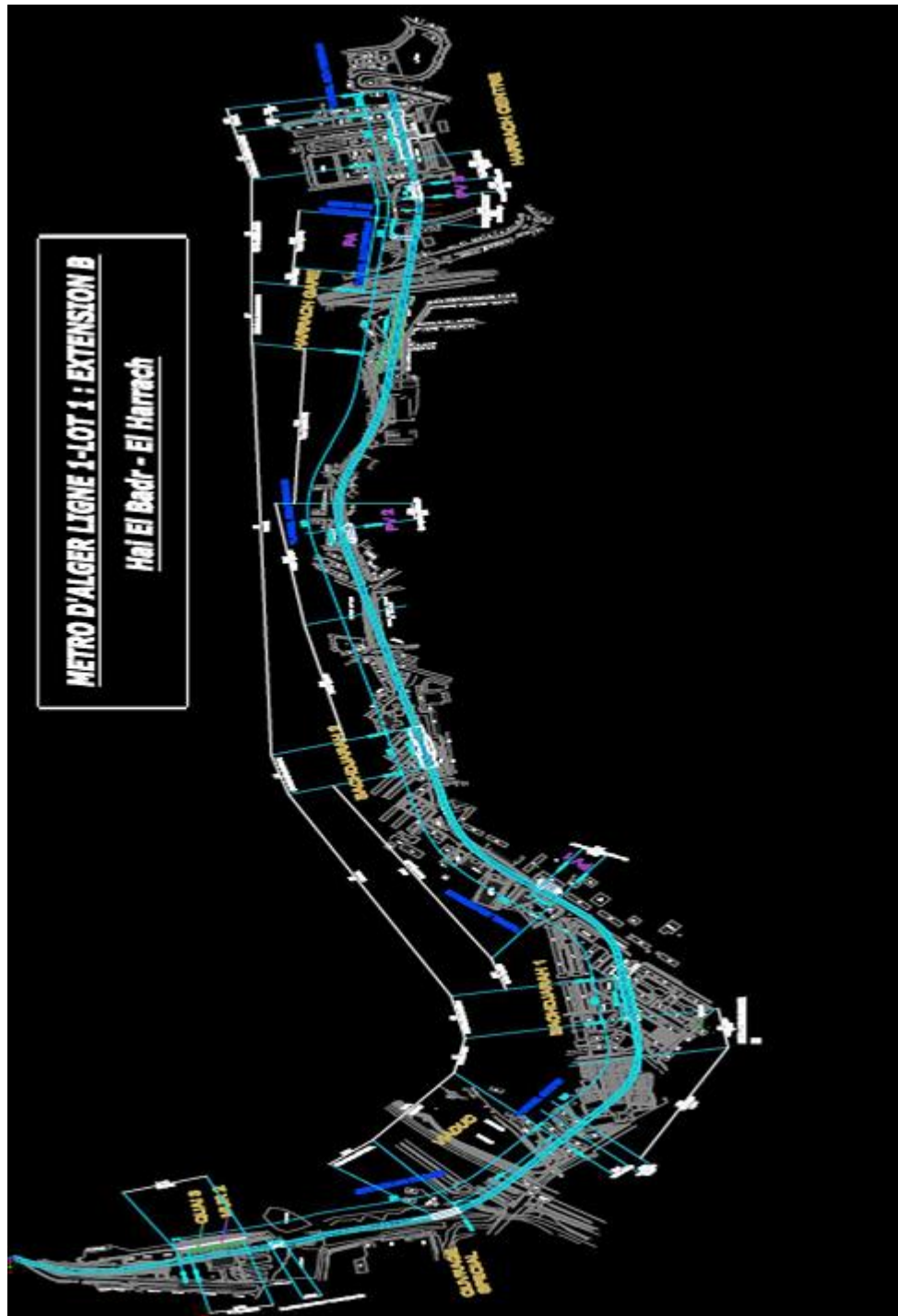


Figure I.9 : Plan de l'extension B : HAI EL BADR –EL HARRACH. (Omrani K et Boutria H, 2012)

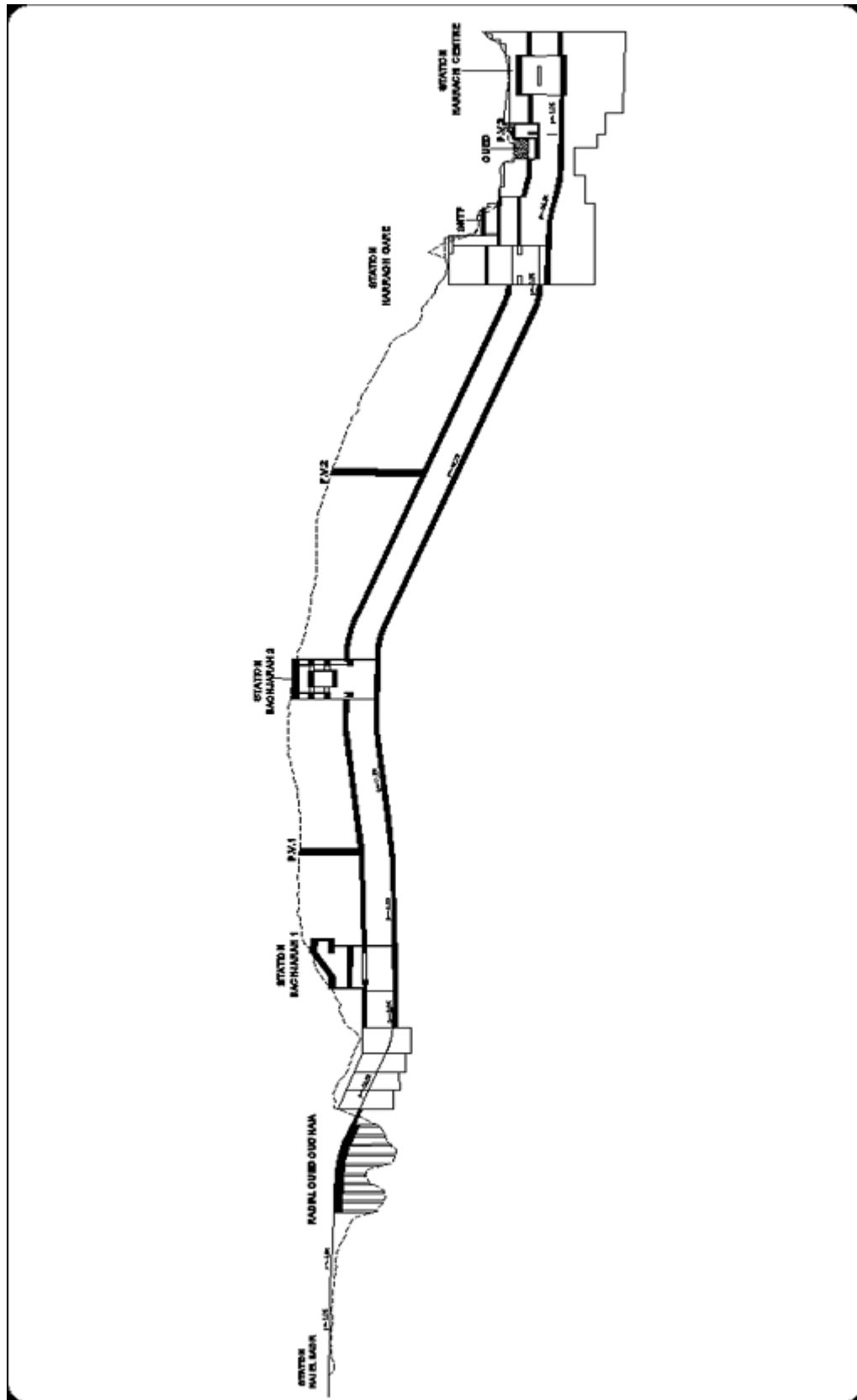


Figure I .10 : Plan de l'extension B : HAI EL BADR –EL HARRACH.
(Omrani K et Boutria H ,2012)

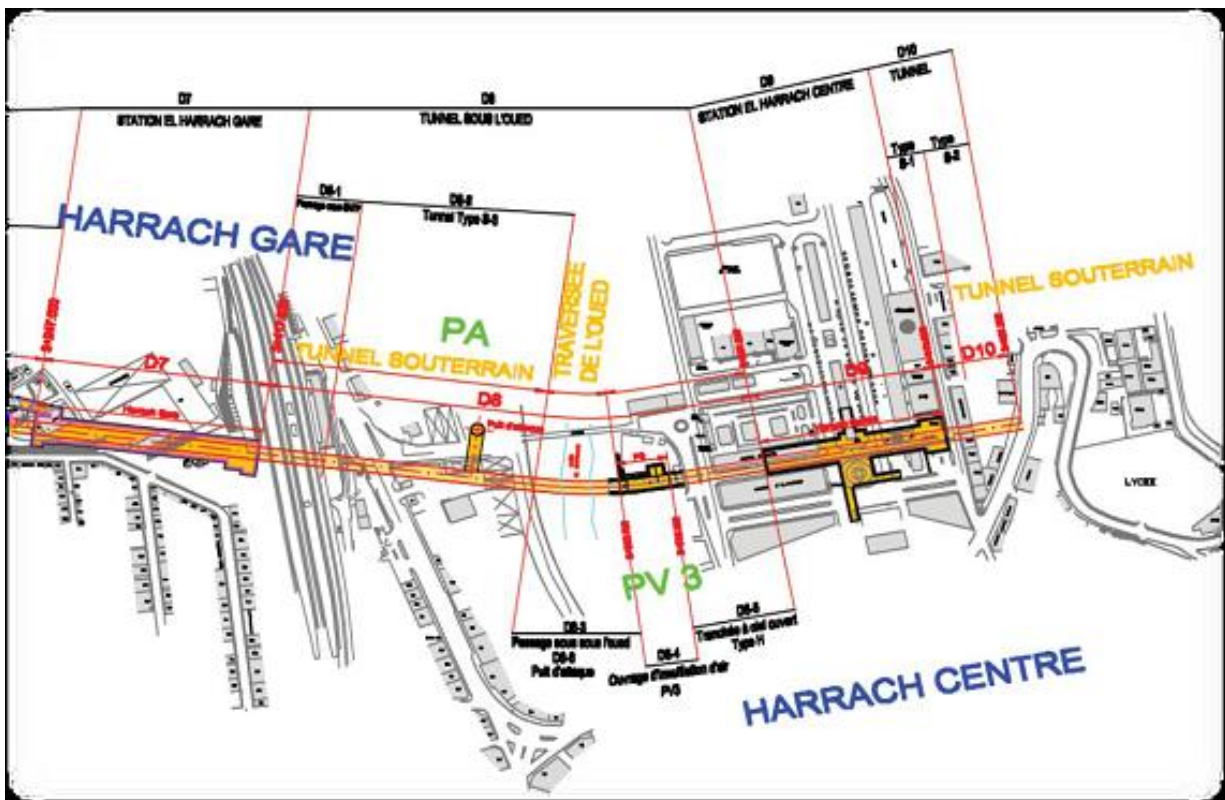


Figure I.11 : Plan d'implantation de l'ouvrage vue en plan. (Omrani K et Boutria H, 2012).

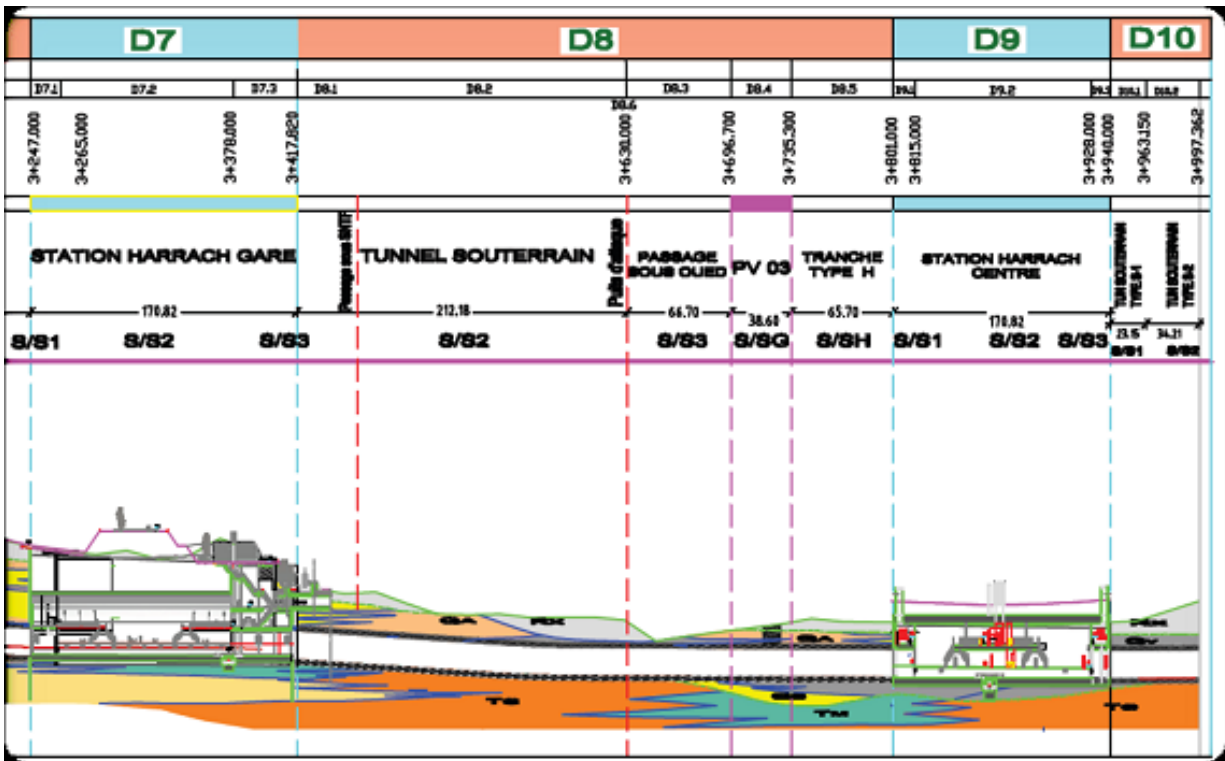


Figure I.12 : Implantation de l'ouvrage-coupe longitudinale. (Omrani K et Boutria H, 2012).

I. 5.2.3 Géométries et dimensions de l'ouvrage

C'est un tunnel cadre bidirectionnel de section « type F » formé par deux écrans extérieures (parois moulées) fermés par la dalle de fondation (le radier) et de la dalle supérieure, et de deux panneaux intérieurs à 10 cm des écrans.

Le tunnel fait 66.70 m de longueur et 12.70 m de largeur, il est formé de quatre blocs de différentes longueurs.

L'oued El Harrach est présent sur les trois premiers blocs, mais seul le bloc n^o 2 est entièrement traversé par l'oued, tandis que le bloc n^o 4 est complètement au-dessous du terrain naturel, voici les caractéristiques techniques du tunnel :

Tableaux I.3: Caractéristiques techniques et dimensions du tunnel. (Omrani K et Boutria H,2012)

Dimensions	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3	Bloc 4	
Longueur [m]	12.52	20.387	16.01	17.557	
Caractéristiques techniques	Nombre de voie	Largeur voie [m]	Hauteur libre [m]	Ouverture [m]	Pente [%]
Tunnel	2	4.5	6.3	9	0.81 à 2.30%
dimensions	Largeur [m]	Hauteur [m]	Épaisseur [m]		
Dalle	12.70	/	1.00		
Parois moulées	/	23.70	1.00		
Radier	10.70	/	1.00		
Murs intérieurs	/	6.15	0.75		

- Le plan de situation, les coupes transversale et longitudinale sont données dans les figures : I.13, I. 14 et I.15 Ci-dessous:

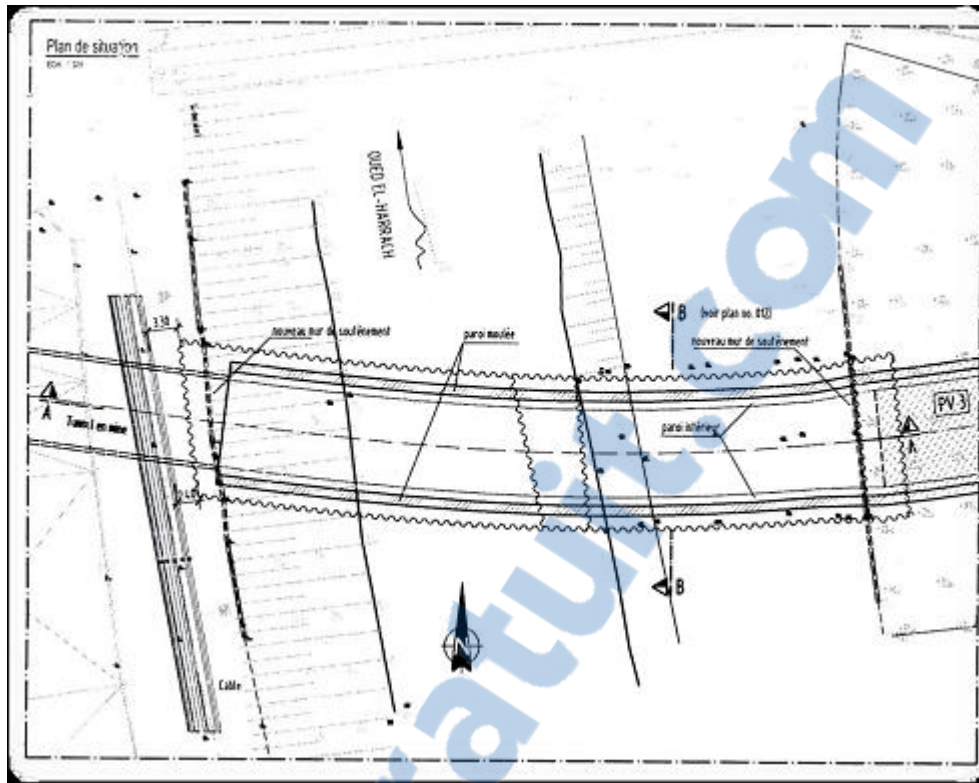


Figure I.13 : Plan de situation. (Omrani K et Boutria H, 2012)

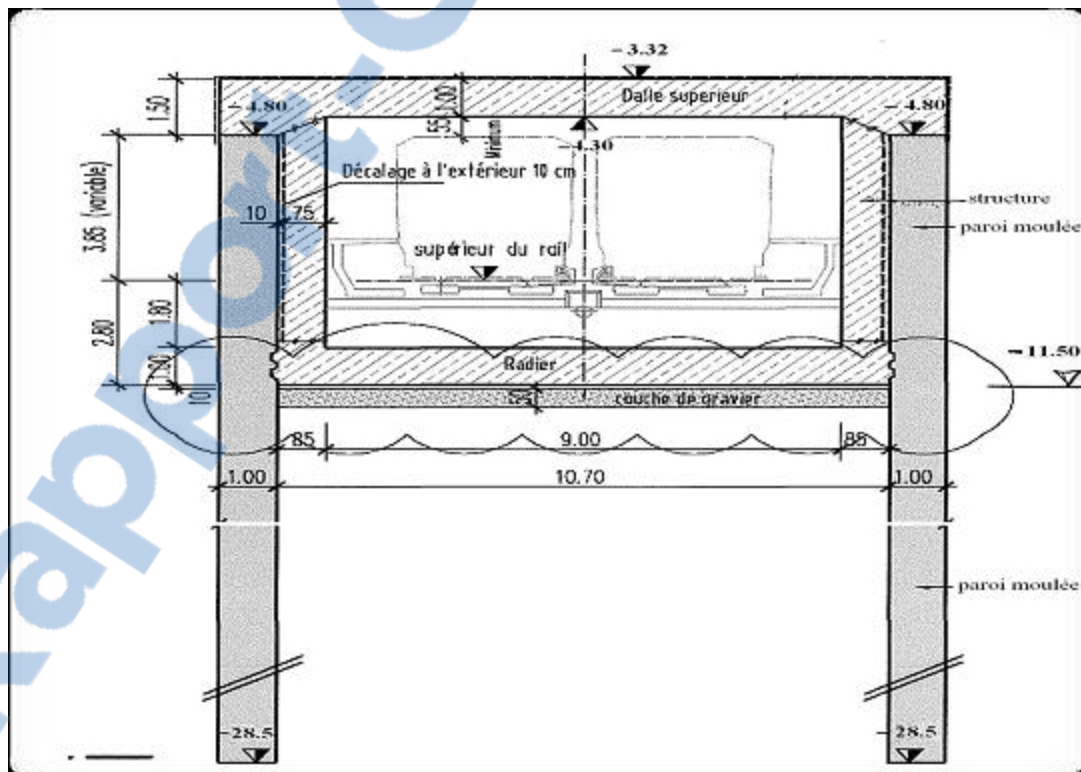


Figure I.14 : Coupe transversale. (Omrani K et Boutria H, 2012)

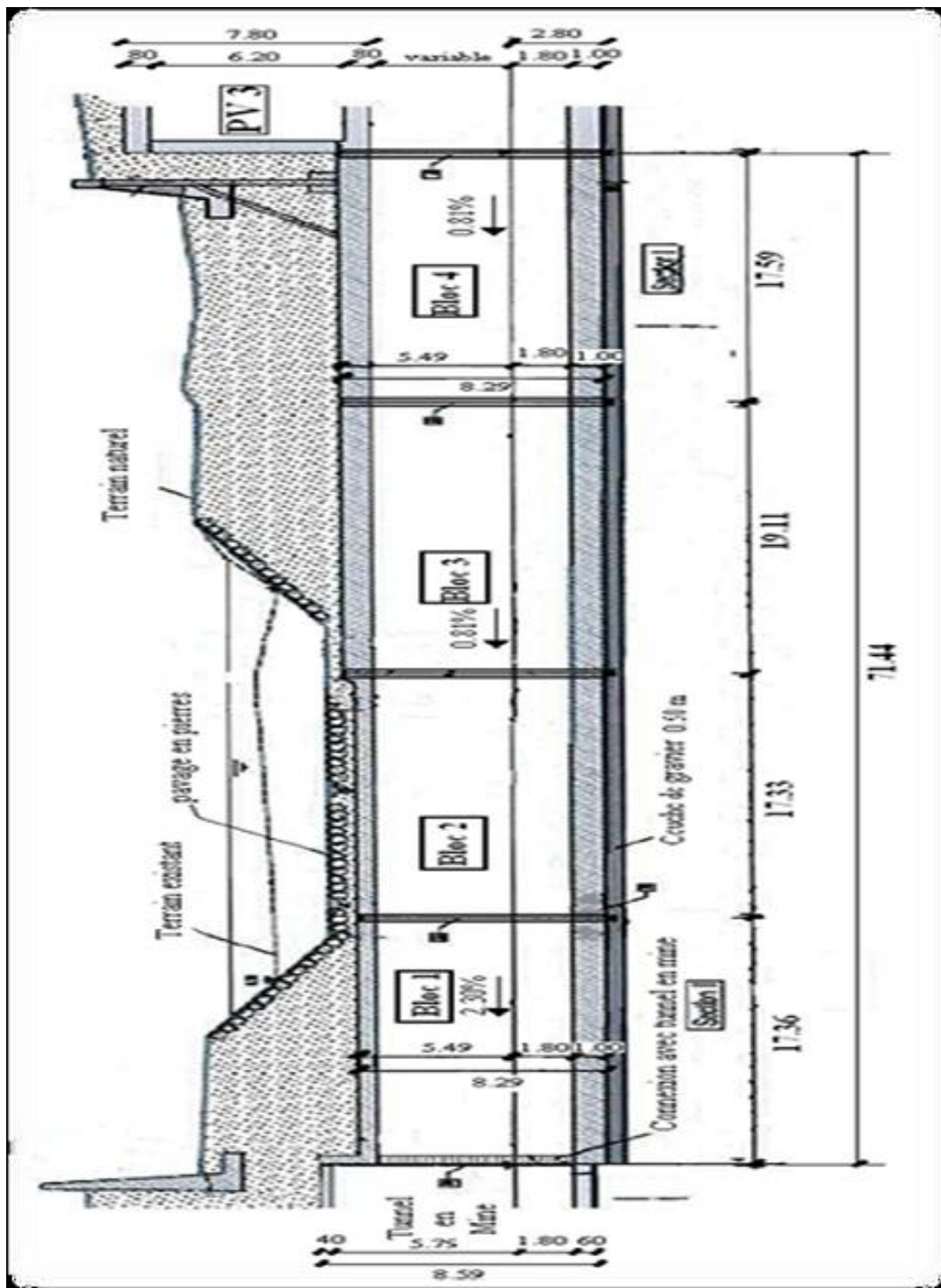


Figure I.15 : Coupe transversale. (Omrani K et Boutria H, 2012)

II. 5.2.4 Objectif de l'ouvrage

A terme, ce projet va contribuer à régler le flux élevé de déplacements de personnes qui se développe dans le corridor urbain Hai El Badr - El Harrach.

II. 5.3 RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

II. 5.3.1. Sondages et forages

Le profil géotechnique établi à partir des sondages réalisés met en évidence les différentes formations traversées par l'ouvrage.

Pour ce motif deux forages ont été effectués :

Le premier forage PK 3+650 situé dans la rive OUEST de l'Oued montre une succession des couches argileuse – vaseuse, plastique – très plastique jusqu'à une profondeur d'environ **12 mètres (QV)**. Au-dessous de cette couche argileuse suivent des sables jaune, fin à grossier. Les sables montrent une capacité moyenne à bien compacter jusqu'à une profondeur de **20 mètres (TS)**.

Le niveau d'eau a été détecté au niveau 4,00 m NGA.

Le deuxième forage PK 3+700, situé dans la rive EST de l'Oued est caractérisé par des dépôts sableux – graveleux, très remaniés jusqu'à une profondeur d'environ 12,50 m (-9,50 m NGA).

Au-dessous de ces dépôts suivent des argiles grises, plastique – très plastique jusqu'à une profondeur de 20 m (-17,00 m NGA) qui ont été assignées le facies **(QM)**.



Figure I.16 : Échantillons issus des essais Carottés. (Omrani K et Boutria H, 2012)

Le site de l'ouvrage est composé de :

RX : Remblais **TS** : Sable, intercalation de grés et de conglomérats

QM : Marnes jaunâtre **QV** : Argiles verdâtre vaseuses plastique.

NGA : Nivellement General de l'Algérie.

Les marnes sont imperméable, leur rôle hydraulique est double, elles servent comme toit à une nappe captive peu importante, servent aussi de plancher étanche aux terrains supérieur perméable.

Tableau I.4 : Résultats des Forages. (Omrani K et Boutria H, 2012)

Couches	Forage S 3+650		Forage S 3+700	
	[m NGA]			
Remblais RX	4,00	1,00	4,00	-9,50
QM			-9,5	-17,10
QV	1,00	-9,00		
TS	-9,00	-17,00		
Niveau d'eau	4,00		0,2	

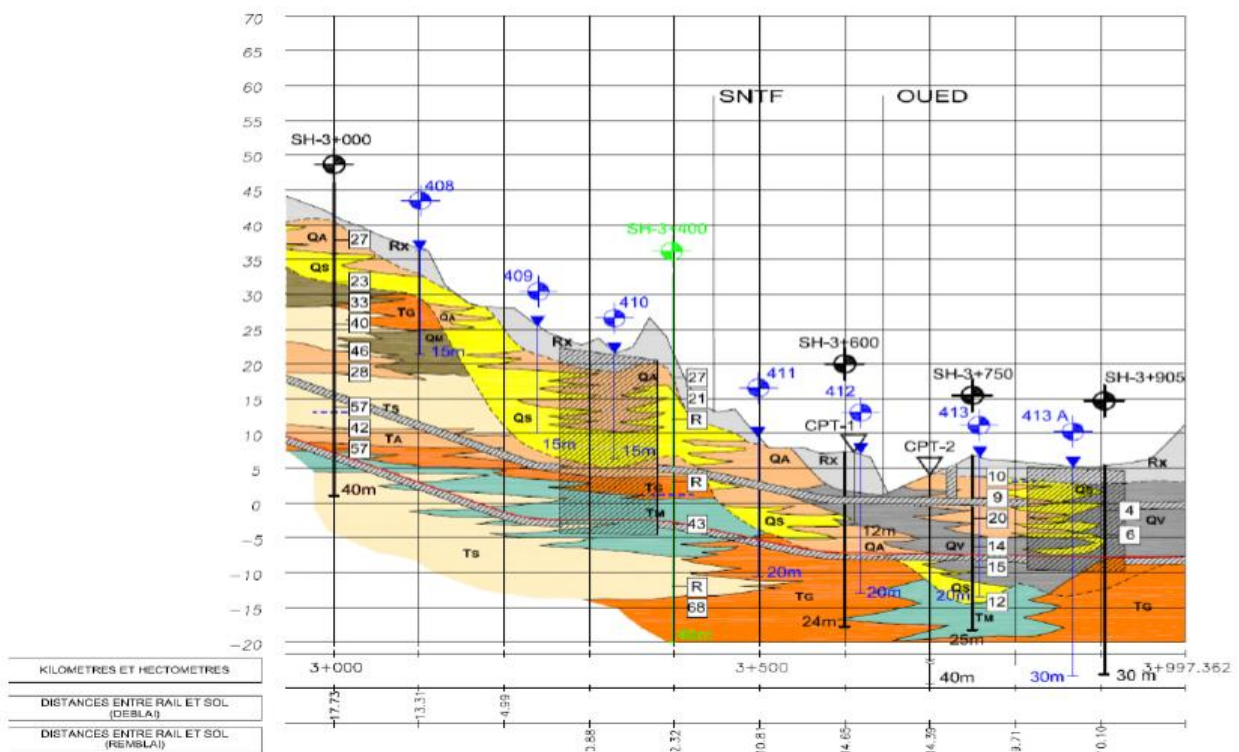


Figure I.17 : Profil géotechnique. (Omrani K et Boutria H, 2012)

II. 5.3.2. RESULTATS DES ESSAIS AU PENETROMETRE SPT

1. Compacité D et Indice de densité Id

La corrélation entre le nombre des coups N30 et la compacité D et l'indice de densité ID est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.5 : Corrélation entre la compacité du sol et le nombre de coups des essais de pénétration dynamique (SPT). (Omrani K et Boutria H, 2012).

Compacité D	Indice de densité ID
$D = 0,02 + 0,400 \lg N30$	$ID = 0,10 + 0,385 \lg N30$
N30 = Nombre de coups pour une pénétration de 30 cm de profondeur	

Due à l'influence négative de l'eau dans la résistance de pénétration et l'abaissement de la friction entre les graines de sol, le nombre de coups a été corrigé. La correction du nombre de coups au-dessous du niveau d'eau est la suivante :

Tableau I.6 Correction du nombre de coups SPT-N₃₀ au-dessous du niveau d'eau (Omrani K et Boutria H, 2012).

Nombre de coups au-dessous du niveau d'eau
$N_{30} * = 1,1 * N_{30} + 5$

Les valeurs limites de la compacité et l'indice de densité pour des types de sol sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.7 : Valeurs limites de la compacité. (Omrani K et Boutria H 2012)

Compacité D		Indice de densité ID	
0 - 15	Très meuble	0 - 15	Très meuble
15 - 35	Meuble	15 - 35	Meuble
35 - 65	Moyennement compacté	35 - 65	Moyennement compacté
65 - 85	Bien compacté	65 - 85	Bien compacté
85 - 100	Très bien compacté	85 - 100	Très bien compacté

Tableau I.8 : Compacité D des différents types de sol. (Omrani K et Boutria H, 2012).

Compacité D des différentes couches [%]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	26	2	42
Max	82	56	88
Moyen	52	39	75
Déviat. Strd.	11	14	10
Caract.	52	39	75
	Moyennement compacté	Moyennement compacté	Bien compacté

Tableau I.9 : Indice de densité I_d des différents types de sol. (Omrani K et Boutria H, 2012)

Indice de densité ID des différentes [%]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	33	2	49
Max	87	56	92
Moyen	58	45	80
Déviat. Strd.	11	13	09
Caract.	58	45	80
	Moyennement compacté	Moyennement compacté	Bien compacté

2. Résistance en pointe « q_c » :

La résistance en pointe des différents types de sol déterminée selon la corrélation suivante :

Résistance en pointe q_c
$q_c = 0,5 * N_{30}$

La valeur de q_c est donnée en [MN/m²]

Tableau I.10 : Résistance en pointe des différents types de sol. (Omrani K et Boutria H, 2012)

Résistance en pointe q_c [MN/m ²]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	2	1	5
Max	50	8	63
Moyen	11	5	35
Déviation Strd.	8	2	15
Caract.	10	5	33
	Moyennement compacté	Moyennement compacté	Bien compacté

3. Module de rigidité du sol E_s :

Déterminé selon les corrélations ci-dessous :

Tableau I.11 : Détermination du module de rigidité E_s . (Omrani K et Boutria H, 2012)

Module E_s	
$E_s = V * \sigma_w$	$\sigma = \text{profondeur} * g$
$V = 217 \lg N_{30} + 146$ (sable)	$W = 0,5$ (sable)
$V = 4 N_{30} + 50$ (argile)	$W = 0,6$ (argile)
N_{30} = Nombre de coups pour une pénétration de 30 cm de profondeur	

Correction du nombre de coups SPT- N_{30} au-dessous du niveau d'eau

Nombre de coups au-dessous du niveau d'eau
$N_{30}^* = 1,1 * N_{30} + 5$

➤ **Résultats obtenus :**

Tableau I.12 : Module de rigidité E_s pour les différents types de sol.

(Omrani K et Boutria H, 2012)

Module E_s [MN/m ²]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	23	14	89
Max	81	71	209
Moyen	40	45	150
Déviation Strd.	12	14	31
Caract.	38	42	127

4. Module de déformation E :

➤ **Résultats obtenus :**

Tableau I.13 : Module E pour les différents types de sols. (Omrani K et Boutria H, 2012)

Module E [MN/m ²]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	15	9	55
Max	51	44	131
Moyen	25	28	94
Déviat. Strd.	8	9	19
Caract.	24	27	85

5. Angle de frottement:

L'angle de frottement dans les types de sols non cohésif TS a été déterminé à base des essais SPT:

Angle de frottement
$\varphi = (13.5 * \log R_p) + 23$

➤ **Résultats obtenus :****Tableau I.14** : Angle de frottement pour les différents types de sols. (Omrani K et Boutria H, 2012)

Angle de frottement [MN/m ²]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	27	-	32
Max	46	-	47
Moyen	36	-	43
Déviat. Strd.	4	-	3
Caract.	35	-	43

I. 5.3.3. Résultats des essais Pressiométrique MENARD**1. Module de rigidité du sol Es :**

Corrélation module Ménard EM et module Es (DIN 4094-5, EN ISO 22476-4)	
$E_s = E_M / \alpha$	$E_M = E_s * \alpha$

En fonction du type de sol et la corrélation entre le module de Ménard E_M et la pression limite P_L des essais, le coefficient rhéologique du sol α est donné comme suit :

Tableau I.15 : Coefficient α en fonction du type de sol.

Coefficient α en fonction du type de sol		
Type de sol	EM / PLM	A
Argile	>16	1,0
	10 – 16	0,67
	7 – 9	0,5
Sable	>12	0,67
	7 – 12	0,5
Sable / Gravier	>10	0,5
	6 – 10	0,33

Tableau I.16 : Module de rigidité E_s pour les différents types de sols.
(Omrani K et Boutria H, 2012).

Module de rigidité du sol E_s [MN/m ²]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	4	1	85
Max	17	12	320
Moyen	11	6	171
Déviation Strd.	6	4	90
Caract.	11	6	94

2. Module E:

Le module E est déterminé suivant les normes DIN 4094 et EN ISO 22476-5 (2007).

➤ Résultats obtenus :

Tableau I.17: Module de déformation E pour les différents types de sols.
(Omrani K et Boutria H, 2012)

Module de déformation du sol E [MN/m ²]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	3	1	53
Max	10	7	200
Moyen	7	4	107
Déviation Strd.	3	3	56
Caract.	7	4	77

Remarque

Les résultats du module E_s obtenues à base des essais SPT pour le type de sol TS (tertiaire sableux) correspondent avec les résultats obtenues par les essais Ménard, tandis que pour les sols QM/QV et Remblai elles montrent une valeur peu élevée dans les essais de Ménard. Cela est dû à la sensibilité de la sonde de Ménard en vue des conditions de trous propres, secs et non amollis.

I. 5.3.4 Résultats des essais de pénétration statique CPT

➤ Résultats obtenus :

Tableau I.18 : Résistance de pointe q_c . (Omrani K et Boutria H, 2012)

Résistance de pointe q_c [MN/m ²]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	0.5	0.5	2.25
Max	20	2.5	20
Moyen	3.5	1.2	9.5
Déviation Strd.	6.9	0.6	7.1
Caract.	3.4	1.2	9.2

I. 5.3.5 Perméabilités

La perméabilité des différentes couches a été déterminée par des essais d'eau LeFranc selon la norme NF P94-132.

➤ **Résultats obtenus :**

Tableau I.19: Valeurs de Perméabilité K pour les différents types de sols.
(Omrani K et Boutria H, 2012)

Valeurs de Perméabilité K [m /s]		
QM	Quaternaire marneux	1,0 x 10 ⁻⁸
TS	Tertiaire sableux	1,0 x 10 ⁻⁴

I. 5.3.6. RESULTATS DES ESSAIS AU LABORATOIRE :

Les résultats des essais effectués au laboratoire sont fournis par l'entreprise du métro d'Alger (EMA) résumés dans les tableaux suivants,

Ils permettent ainsi d'estimer au moyen de corrélations des ordres de grandeur des propriétés mécaniques des sols et d'établir un pré dimensionnement grossier des ouvrages au stade des premières études.

1. Poids spécifique et Teneur en eau naturelle:

Tableau I.20 : Poids spécifiques des différents types de sols.

Poids spécifiques [t/m ³].		
Couches	QM/QV	TS
Min	1.75	2.00
Max	2.01	2.27
Moyen	1.89	2.11
Déviat. Strd.	0.10	0.09
Caract.	2.0	2.11

Tableau I.21: Teneur en eau naturelle des différents types de sols.

Teneur en eau naturelle [%].		
Couches	Remblais RX	TS
Min	32,28	12,44
Max	75,26	30,60
Moyen	49,76	20,98
Déviat. Strd.	19,99	5,75
Caract.	47,77	20,38

2. Consistance et plasticité:

Tableau I.22 : Indice de consistance des différents types de sols.

Indice de Consistance Ic	
	Remblais RX
Min	0,04
Max	1,01
Moyen	0,61
Déviat. Strd.	0,34
Caract.	0,61

Tableau I.23 : Plasticité et Limite de liquidité des différents types de sols.

IP [%]	QM/QV	WL [%]	QM/QV
Min	19,40	Min	52,00
Max	41,83	Max	77,00
Moyen	30,95	Moyen	59,00
Déviat. Strd.	9,44	Déviat. Strd.	9,92
Caract.	29,49	Caract.	56,07
Plasticité Forte			

D'après les résultats du Tableau II.23 ci-dessus : les argiles des horizons quaternaire et du tertiaire montrent une plasticité modérée, tandis que les argiles marneuses et vaseuses du quaternaire sont caractérisées par une forte plasticité.

3. Paramètres de compression et de gonflement

Les indices de compression et de gonflement **Cc** et **Cg**, et la pression de gonflement **Pg** ont été déterminés à partir des essais de compressibilité à l'oedomètre

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau I.24: Indice de compression **Cc** des différents types de sols.

Indice de compression Cc [%]	
	QM/QV
Caract.	26,80

Tableau I.25 : Indice de gonflement **Cg** des différents types de sols.

Indice de gonflement Cg [%]	
	QM/QV
Caract.	6,80

Tableau I.26 : Pression de gonflement **Pg** des différents types de sols.

Pression de gonflement Pg [MN/m²]	
	QM/QV
Caract.	1,00

3-Paramètres de cisaillement

• Cohésion

Tableau I.27 : Cohésion Cu et C' des différents types de sols.

	Cohésion Cu [KN/m ²]		Cohésion C' [KN/m ²]	
	QM/QV	TS	QM/QV	TS
Min	15	20	4	55
Max	85	130	17	55
Moyen	39	98	9	55
Déviat. Strd.	17	46	4	00
Caract.	36	76	8	55

3. Angle de frottement

Les valeurs de l'angle de frottement à base des essais de cisaillement non drainés sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau I.28 : Angle de frottement Φ des différents types de sols.

Cohésion Cu [KN/m ²]		
	QM/QV	TS
Min	20	27
Max	25	27
Moyen	22	27
Déviat. Strd.	2	00
Caract.	22	27

Tableau I.29 : Résultats d'analyse chimique de l'eau.

Désignation	Quantité [Mg/l]
Calcium	302.40
Magnésium	51.84
Chlorure	177.50
Bicarbonate	1549.40
Carbonate	Néant
Sulfate	334.18
Suspension	449.00
Sel soluble	964.00
Autres caractéristiques	
Potentiel hydrogène	8.20
Conductivité	0.36

Les résultats de l'analyse chimique de l'eau souterraine des échantillons intacts montrent une faible concentration de sulfates, ce qui permet de classer cette eau comme **non agressive**.

À partir des sondages et d'autres essais tant in situ comme en laboratoire on a défini un profil géotechnique qui est pris comme point de départ pour l'analyse du tunnel cadre. On inclut ensuite une représentation de ce profil géotechnique.

Tableau I.30 : Valeurs caractéristiques. (Omrani K et Boutria H, 2012)

Sol	Remblais	QM/QV	TS
Hauteur(m)	3	10	8
γ (t/m ³)	1,90	2,0	2,1
C (bar)	00	0,08	0,55
φ (°)	2,5	22	27
δ / φ	2/3	2/3	2/3
Module Es [MN/m²]	25	5	94
Module E [MN/m²]	15-45	5-9	69-207
Perméabilité [m/s]	10⁻⁵	10⁻⁶	10⁻⁴
Resistance de pointe qc [MN/m²]	10	7	33

I.6 Conclusion

Ce chapitre est consacré à la connaissance des modes de fonctionnement des tunnels, des différentes techniques de creusement ainsi que des conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables.

Au cours de l'étude et la revue des résultats géotechniques présentés dans ce chapitre, on a constaté que l'étude d'un ouvrage souterrain est très complexe car le milieu qui l'entour, la roche est elle-même très complexe; pour cela les reconnaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques sont essentielles malgré qu'elles sont souvent difficile en pratique surtout une bonne exploitation. Il est presque évident qu'elles sont plus que tous autres des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain, car ces reconnaissances ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, des soutènements et des revêtements. La situation générale du tunnel sera déterminée sur la base des intérêts de la circulation ou des conditions de transport, tandis que son implantation exacte sera imposée par les exigences géologiques. Ces dernières nous permettent de déterminer le tracer et le mode d'exécution des travaux.

CHAPITRE II : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE DE LA CONSOLIDATION DES SOLS AUTOUR DES TUNNELS

II. 1 INTRODUCTION :

Ce chapitre a permis d'exposer une synthèse sur les principales approches théoriques de la consolidation des sols, et a l'étude des principaux aspects du comportement observé sur les sites de tunnels creusés dans l'argile, l'étude des déformations de sol lors d'un creusement de tunnels, dans ce sillage la distribution des contraintes et des pressions interstitielles et des tassements de consolidation du sol. Et à la description des techniques pour la modélisation des différentes phases du creusement par la méthode des éléments finis.

II. 2 Phénomène de consolidation

II. 2.1 Introduction

Tous les sols se déforment sous les charges qui leur sont appliquées, avec des amplitudes qui peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres. La prévision de ces déplacements est demandée par les nouvelles normes de calcul, pour vérifier qu'ils seront acceptables par les ouvrages à construire. L'amplitude des déformations du sol dépend de la nature et de l'état du sol et des charges appliquées. Ces charges sont limitées par les conditions de stabilité qu'il faut respecter lors de la conception des ouvrages. En pratique, les fondations superficielles de bâtiments sont construites sur des sols relativement résistants et subissent des déformations faibles, que l'on peut habituellement estimer par un calcul linéaire. Les déformations les plus importantes sont celles des massifs d'argiles molles saturées, qui peuvent durer pendant des périodes longues (quelques mois à quelques dizaines d'années). Dans ce cas, on utilise une loi de déformabilité non linéaire (semi-logarithmique) pour évaluer l'amplitude finale du tassement et des déformations horizontales, et l'évolution du tassement au cours du temps est analysée en tenant compte de l'effet de la perméabilité limitée du sol sur la vitesse de déformation (consolidation) et de la viscosité du sol (fluage). La compressibilité du sol résulte de:

-la compression de l'air qui remplit des vides. l'eau est supposée incompressible l'air très compressible, provoquera un tassement quasiment instantané.

-l'évacuation de l'eau contenue dans les vides. c'est la consolidation primaire, elle produit le tassement le plus important : le sol subit une diminution de volume correspondant au volume d'eau expulsée (le sol est supposé saturé)

- la compression du squelette solide, c'est la consolidation secondaire, elle correspond au tassement des grains qui s'arrangent entre eux de façon à occuper un volume plus réduit. Il se produit un fluage du au déplacement des couches adsorbées.

La consolidation (ou consolidation primaire) d'un sol fin comme le phénomène conduisant à la dissipation des surpressions interstitielles et à la diminution du volume du sol au cours du temps sous les charges qui lui sont appliquées. L'application rapide d'une charge à la surface d'un massif ou d'une éprouvette de sol se traduit, à l'instant initial, par l'apparition de surpressions interstitielles (excès de pression par rapport à la distribution d'équilibre, généralement hydrostatique) dans la phase liquide du sol. S'il existe des

possibilités de drainage aux limites du massif ou de l'éprouvette, il s'établit un écoulement transitoire régi:

II. 2.2 Bases théoriques de la consolidation des sols

Le formalisme théorique de la consolidation des sols est posé depuis plus de quatre-vingts ans par la théorie unidimensionnelle de Terzaghi (1923) et le principe des contraintes effectives (Terzaghi, 1925). La généralisation de cette théorie s'est développée grâce notamment aux travaux de Rendulic (1936) et à la théorie tridimensionnelle de Biot (1941)

La consolidation, étant un phénomène couplant les deux aspects, mécanique et hydraulique, du comportement des massifs du sol, doit en toute rigueur être traité par une résolution simultanée des équations correspondantes.

Le phénomène de consolidation est totalement décrit si l'on écrit pour chacun des deux aspects du comportement du sol, une équation générale d'équilibre et une loi de comportement adaptée (figure II.1). La solution de ces équations ne dépend alors plus que des conditions aux limites du massif et des conditions de chargement imposées.

Du point de vue mécanique, l'équation d'équilibre, écrite en contraintes effectives, permet d'intégrer le rôle de la pression interstitielle dans l'équilibre mécanique de l'élément considéré. Cette équation est associée à une loi de comportement décrivant les déformations du squelette en fonction de la variation de contrainte qu'il subit, et combinée avec les conditions aux limites et les conditions initiales du domaine étudié, pour aboutir au système d'équations qui permet de décrire l'aspect mécanique du phénomène de consolidation.

Pour l'aspect hydraulique, c'est l'équation de conservation de la masse d'eau qui régit l'équilibre hydraulique du milieu. L'écoulement est décrit par la loi de Darcy, qui relie la vitesse de déplacement de l'eau interstitielle à l'intérieure du sol au gradient de la charge hydraulique.

La loi de Darcy est utilisée avec l'équation de la conservation de la masse d'eau et les conditions aux limites et initiales du massif, pour décrire l'aspect hydraulique du phénomène de la consolidation.

Le traitement de la consolidation passe par une résolution simultanée du système d'équations relatives aux deux composantes mécaniques et hydrauliques de la réponse du milieu encaissant. Le couplage s'effectue principalement à travers les variables communes aux deux phénomènes, à savoir la pression interstitielle u_w et la déformation volumique ε_v .

Par ailleurs, le couplage peut être approfondi en considérant l'évolution des paramètres caractéristiques du sol et du fluide interstitiel en fonction de l'évolution de l'état du sol. Dans ce cas deux domaines, deux types de relations sont aujourd'hui bien établis en mécanique des sols : la diminution de la perméabilité du sol avec celle de l'indice des vides, et la diminution de la compressibilité du fluide interstitiel avec l'accroissement de la pression qu'il subit.

Différentes relations entre la variation de la perméabilité du sol et celle de l'indice des vides ont été établies. L'une des premières relations présentée est celle de Lambe et Whitman (1969) cité par (Atwa, 1996), définie par corrélation de résultats expérimentaux pour différents types de sables.

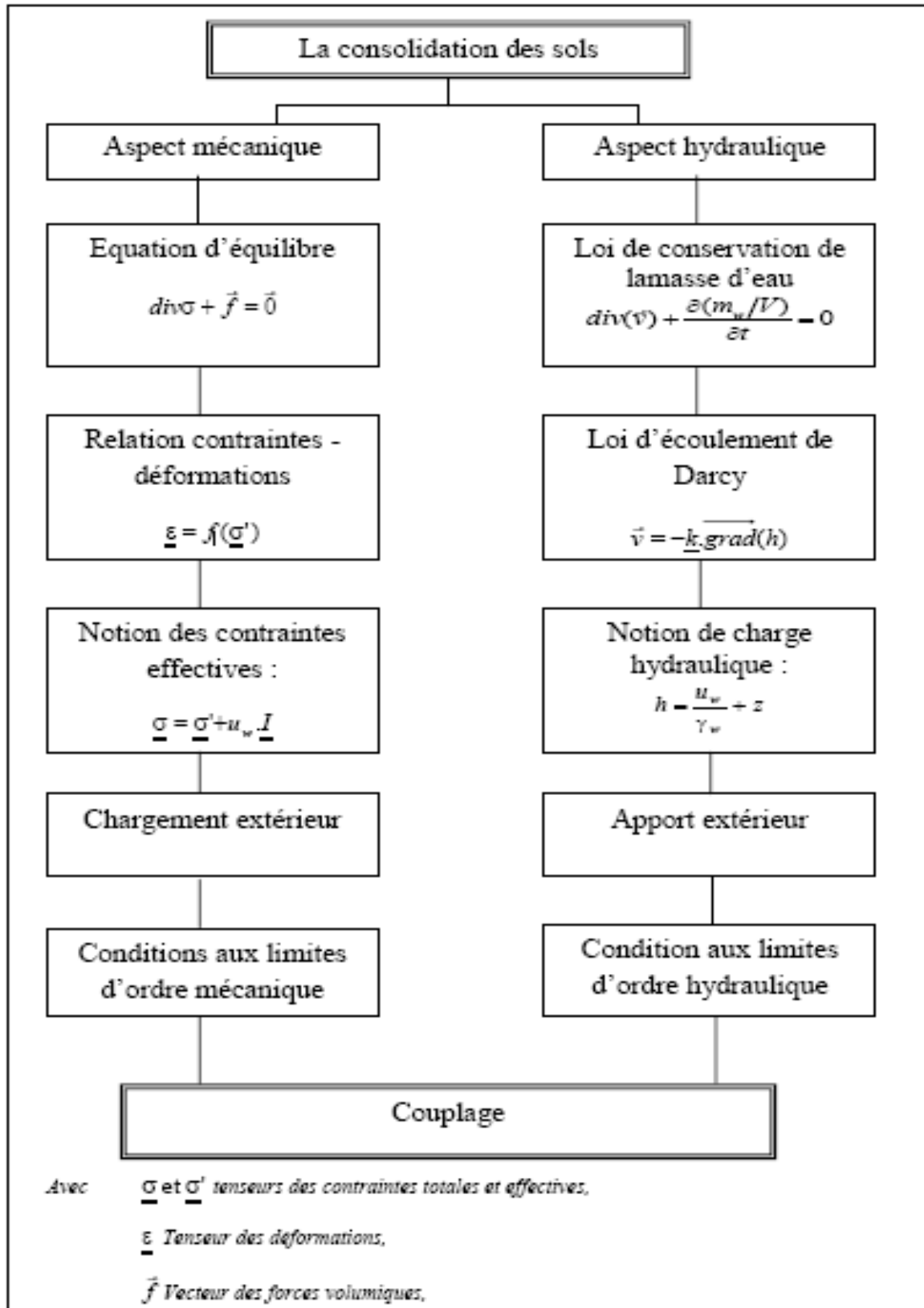


Figure II.1: Bases théoriques de la consolidation des sols

Dans le cas des argiles, l'expérience montre que le logarithme du coefficient de perméabilité k vari proportionnellement à l'indice des vides e (Poskitt, 1969) cité par (Atwa, 1996), La relation reliant "k" à "e" peut se mettre sous la forme : $\mathbf{Log}(k/k_r) = (e - e_r)/c_k$

Où k_r et e_r désignent la perméabilité de référence et l'indice des vides correspondant, et c_k une constante du sol.

Les résultats expérimentaux de Magnan et al. (1983) vérifient cette relation. A titre d'exemple, des expériences effectuées sur l'argile molle de Cubzac-les-ponts (France) ont donnés les valeurs de c_k variant entre 0.4 et 0.9 et un rapport c_k/c_c compris entre 0.55 et 0.85 (c_c est l'indice de compression oedométrique).

Par ailleurs, la prise en compte de la compressibilité du fluide a_w associée à la pression qu'il subit u_w améliore la précision du couplage (Dang et Magnan, 1977). En effet, l'hypothèse d'un sol saturé est une idéalisation théorique ; un faible pourcentage d'air existe dans tout type de sol, notamment dans les sols argileux : de plus, l'eau n'est pas un matériau tout à fait incompressible.

Des relations entre a_w et u_w ont été publiées par Hilf (1948), Skempton et Bishop (1954), Chang et Duncan (1983), qui ont utilisé les lois de Boyle et de Henri pour définir la compressibilité du mélange eau-air en fonction des pressions interstitielles appliquées. Dang et Magnan (1977) ont établi un abaque définissant la compressibilité du fluide a_w en fonction de la pression u_w et du degré de saturation S_r (figure II.2).

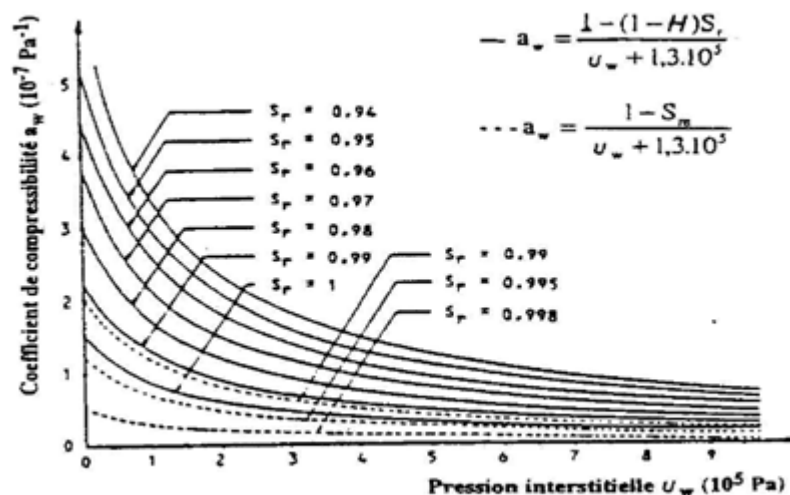


Figure II.2: Variation de la compressibilité du fluide interstitiel en fonction du degré de saturation (Dang et Magnan, 1977).

Dans le domaine du comportement des argiles, une avancée considérable a été accomplie par les chercheurs de l'université de Cambridge qui ont introduit un modèle mathématique pouvant décrire le comportement élastoplastique des sols argileux et les variations de volume dues aux contraintes de cisaillement : Le modèle Cam-Clay (Roscoe et Burland, 1968) cité par (Atwa, Leca et Magnan, 2000) a décrit les caractéristiques de 27 modèles élastoplastiques développés entre quelques solutions analytiques de la théorie de la consolidation pour des cas à géométrie simple (Mandel, 1953; Cryer, 1963 ; Schiffman et al., 1969) cité par (Atwa, Leca et Magnan, 2000), des difficultés importantes sont généralement rencontrées dans la recherche d'une solution précise à la majorité des applications de l'ingénieur. C'est notamment pour cette raison que la recherche tend à se diriger vers les méthodes numériques, qui sont mieux adaptées au traitement des problèmes non linéaires. Après une certaine période, où la méthode

des différences finies a été largement appliquée pour résoudre les problèmes de consolidation unidimensionnels, la méthode des éléments finis a rapidement émergé comme la mieux adaptée aux problèmes bi- et tridimensionnels.

D'un autre côté, le développement des modèles a été accompagné d'une importante activité expérimentale, à la fois en laboratoire pour étudier le comportement rhéologique du sol ses paramètres caractéristiques et in situ pour analyser le comportement et valider les modèles de calculs numériques.

Les laboratoires des ponts et chaussées (LCPC) ont notamment contribué à cette évolution. De 1970 à nos jours, ils ont mené un vaste programme de recherche suivant trois axes principaux : l'étude expérimentale, l'analyse théorique et la modélisation numérique.

Dans le domaine expérimental, divers travaux ont été menés d'une part sur des éprouvettes d'argile naturelle en laboratoire (Magnan et al. Magnan et Piyal, 1986, Khemissa et al, 1993, et d'autre part, sur des ouvrages en vraie grandeur pour étudier le comportement réel des sols en place et analyser les moyens adaptés à l'exploitation de tels essais

Des travaux récents ont été consacrés à l'étude du comportement de remblais sur sol mous renforcés par une nappe de géotextile (Quaresma, 1992 cité par Atwa et Magnan, 1996), et à l'effet de l'élargissement des remblais par modélisation expérimentale en centrifugeuse (Akou, 1995).

Ce programme de recherche a été accompagné de travaux théoriques (Magnan et Dufour, 1976 ; Magnan et Deroy, 1980) et de nombreux développements numériques (Magnan et al, 1982a ; Mouratidis et Magnan, 1983 ; Magnan, 1983 ; Magnan, 1986 ; Lepidas et Magnan, 1990 ; entres autres).

Depuis la fin des années 1980, on observe peu d'évolution dans la recherche sur le traitement de la consolidation des sols : l'intérêt s'est surtout porté sur l'amélioration des algorithmes de calcul et la résolution de certains problèmes numériques.

L'intérêt s'est aussi porté sur le calcul de la consolidation en grandes déformations et sur l'intégration des phénomènes de viscosité dans les modèles de comportement des argiles (Magnan, 1987).

Par ailleurs, il semble que l'on soit entré dans une période de « consolidation » des connaissances, où l'on s'intéresse principalement à la validation des concepts déjà établis pour le calcul d'ouvrages réels instrumentés et à la comparaison des résultats de calculs avec les mesures effectuées in situ pendant et après la construction des ouvrages.

Duncan (1994) a présenté un récent état des connaissances basé sur une revue de plus de cent travaux, plus de 50% traitent les déformations des sols en présence d'eau par analyses couplées en consolidation, notamment en présence de sols fins.

Par ailleurs, l'utilisation des modèles non linéaires pour représenter l'évolution des déformations des sols argileux dues aux variations de contraintes subies est aujourd'hui bien

établie (Dysli, 1984 ; Magnan et Duncan, 1994). Les modèles existants dans la littérature peuvent être classés selon trois grandes familles :

Les modèles à base élastoplastique intégrant la viscosité, tel que le modèle de Sekigushi-Ohta (1977) et le modèle de Oka et al, (1986).

L'analyse des travaux cités par Duncan (1994), pour la modélisation de consolidation autour d'ouvrages géotechniques construits dans des argiles, montre que les modèles Cam-Clay et Cam-Clay modifié sont toujours de nos jours les plus utilisés (tableau II.1).

Cela provient sans doute de la facilité de leur application et du nombre réduit des paramètres qu'ils comportent. De plus, ces paramètres sont facilement identifiables à partir de quelques essais classiques de mécanique des sols (essais oedométrique et triaxiaux).

D'un autre côté, on peut constater l'émergence des modèles élastoplastiques, qui permettent la prise en compte du fluage du sol parallèlement au phénomène de consolidation. L'un des modèles les plus utilisés est sans doute celui de Sekigushi et Ohta (1977), qui a fait l'objet de nombreuses applications à différents types d'ouvrages géotechniques (tableau II.1).

Tableau II.1: Modèles de comportement les plus fréquemment utilisés pour la modélisation de la consolidation des argiles. (Tableau issu des travaux cités par Duncan 1994).

Modèle	Nombre total d'applications	Répartition selon le type d'ouvrage			
		Remblais barrages	Tunnels	Excavations	Autres
Cam-Clay	4	3	-	1	-
Cam-Clay modifié	18	12	2	2	2
Atres modèles élasto-plastiques	11	5	1	2	3
Modèle de Sekigushi-Ohta (1977)	10	6	1	2	1
Atres modèles élasto-viscoplastiques	6	3	-	-	3
Total par type d'ouvrage		29	4	7	9

II. 3 Mouvements de sol lors du creusement d'un tunnel

L'excavation provoque un changement de l'état des contraintes et des déformations autour de l'ouvrage souterrain. Ces déformations en profondeur se transmettent vers la surface, avec une amplitude et un décalage dans le temps dépendant des conditions géotechniques, géométriques et technologiques du projet (AFTES, 1995).

L'AFTES (1995) distingue 4 sources de mouvements du massif de sol lors de l'excavation d'un tunnel au tunnelier :

- les mouvements en avant et au droit du front d'excavation,
- les mouvements le long du bouclier,
- les mouvements à l'extraction de la jupe,
- les mouvements dus à l'ovalisation du revêtement de l'ouvrage.

L'évolution du déplacement dans le sol à court et à long terme lors du creusement a été reliée aux caractéristiques du terrain creusé, aux paramètres du tunnelier et à son fonctionnement. (*Rim Boubou, 2010*)

II.3.1 Les déplacements verticaux du sol

La Figure II.3 montre l'évolution des déformations dans le sol avec l'avancement du tunnelier.

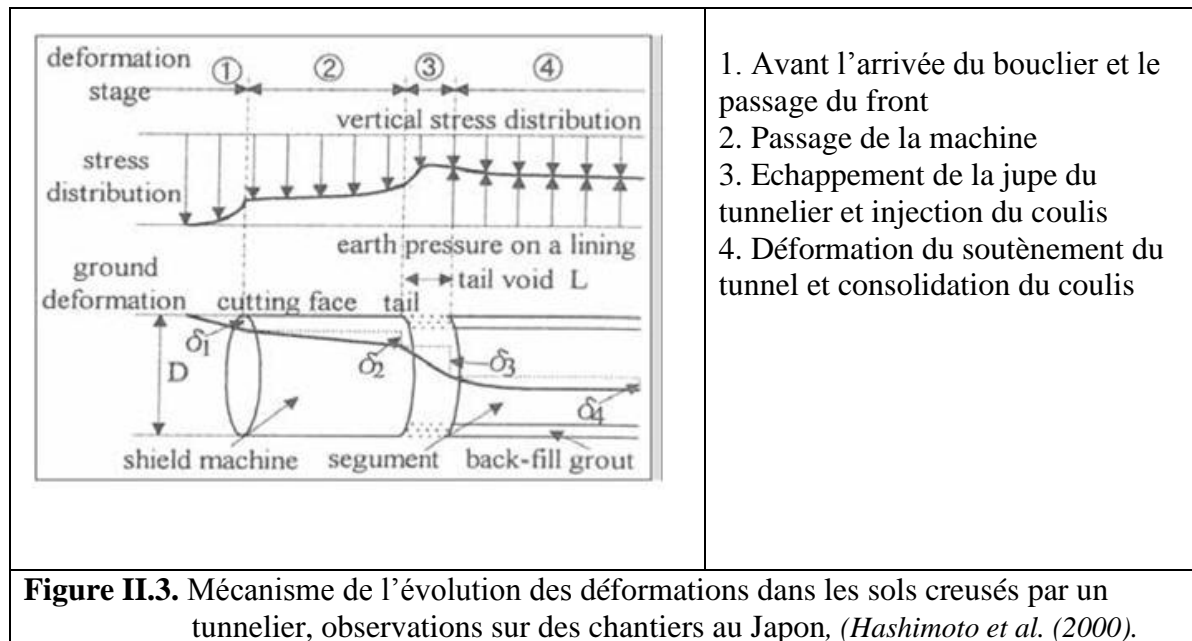


Figure II.3. Mécanisme de l'évolution des déformations dans les sols creusés par un tunnelier, observations sur des chantiers au Japon, (*Hashimoto et al. (2000)*).

δ_1 : qui commence quelque distance avant le franchissement du front de taille par la tête de tunnelier, ce tassement dépend des conditions géologiques et hydrologiques et de la pression de confinement appliquée sur le front par le tunnelier.

δ_2 : le mouvement qui se produit pendant le passage du tunnelier. Il est provoqué sous l'effet de l'interaction du tunnelier avec le sol, du pilotage du tunnelier et de la surcoupe de sol dans les zones où il y a un virage dans le tracé du tunnel.

δ_3 : engendré par l'échappement de la jupe du tunnelier qui crée des vides annulaires derrière les anneaux du tunnel.

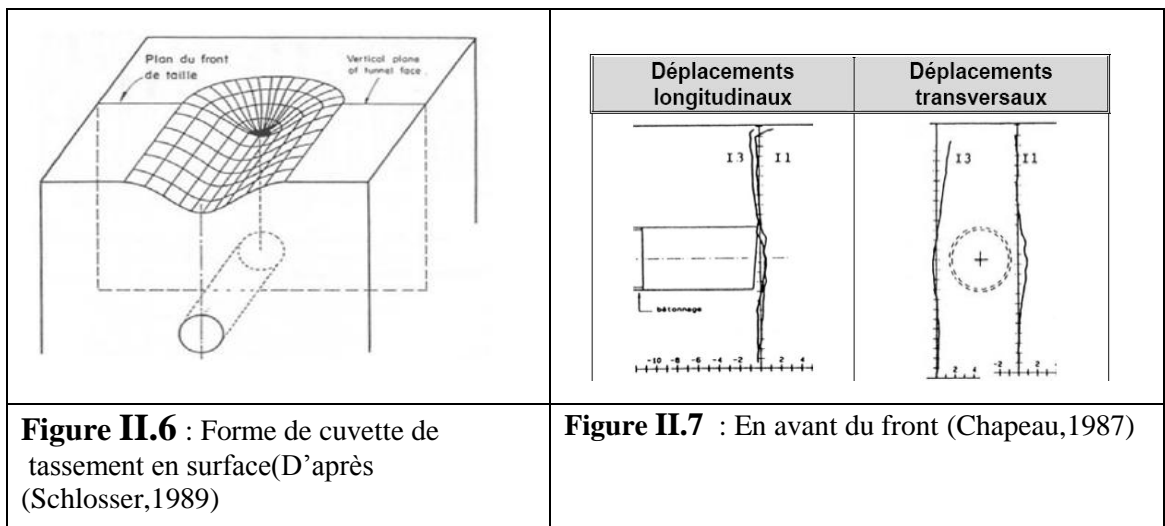
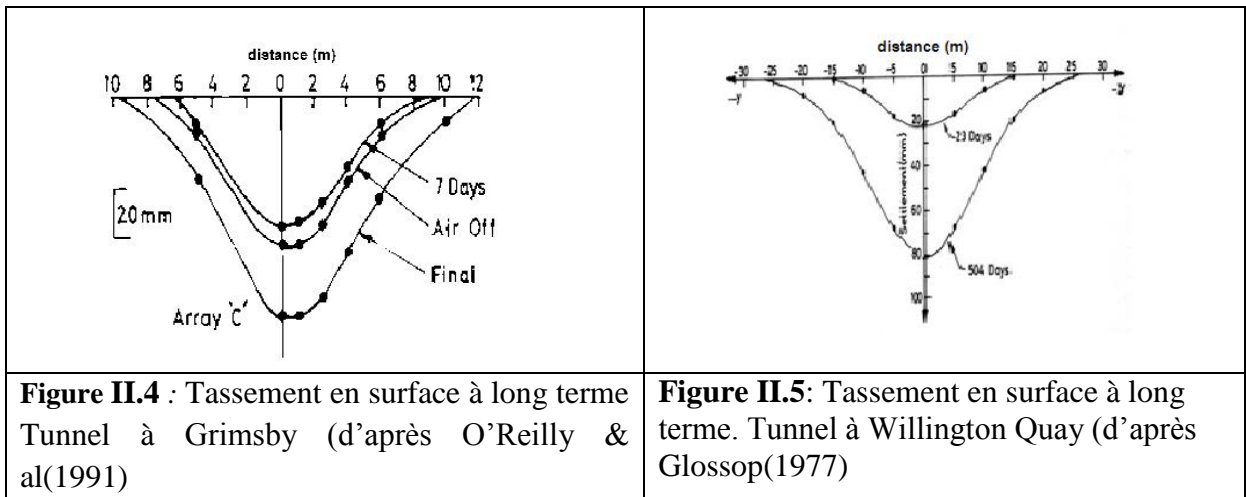
δ_4 : tassement à long terme à cause de la stabilisation du terrain après l'excavation et la consolidation du mortier injecté. (*Rim Boubou, 2010*.)

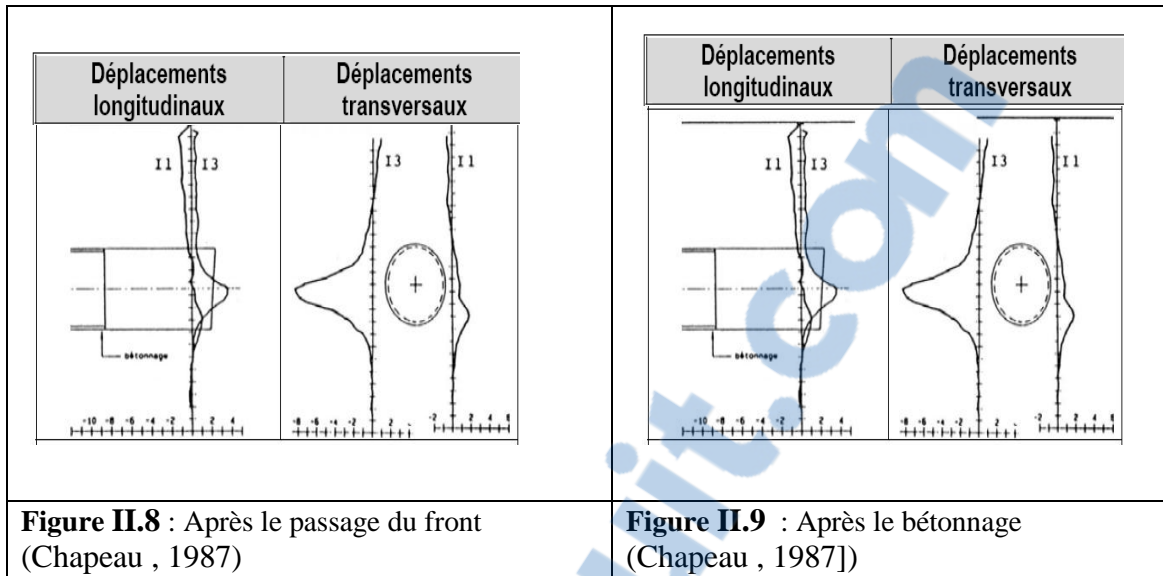
II. 3.2 Les déplacements horizontaux dans le sol

Les déplacements horizontaux se produisent dans le massif de sol pendant le creusement du tunnel dans les deux directions: transversale et longitudinale cité par *Rim Boubou, 2010*). Ces déplacements peuvent être identifiés par des mesures inclinométriques. L'amplitude et la direction de ces déplacements dépendent essentiellement du type de sol.

Les Figures II.4, II.5 et II.6 présentent les déplacements horizontaux pour trois phases de creusement dans des alluvions très perméables par la technique du tunnelier à pression de

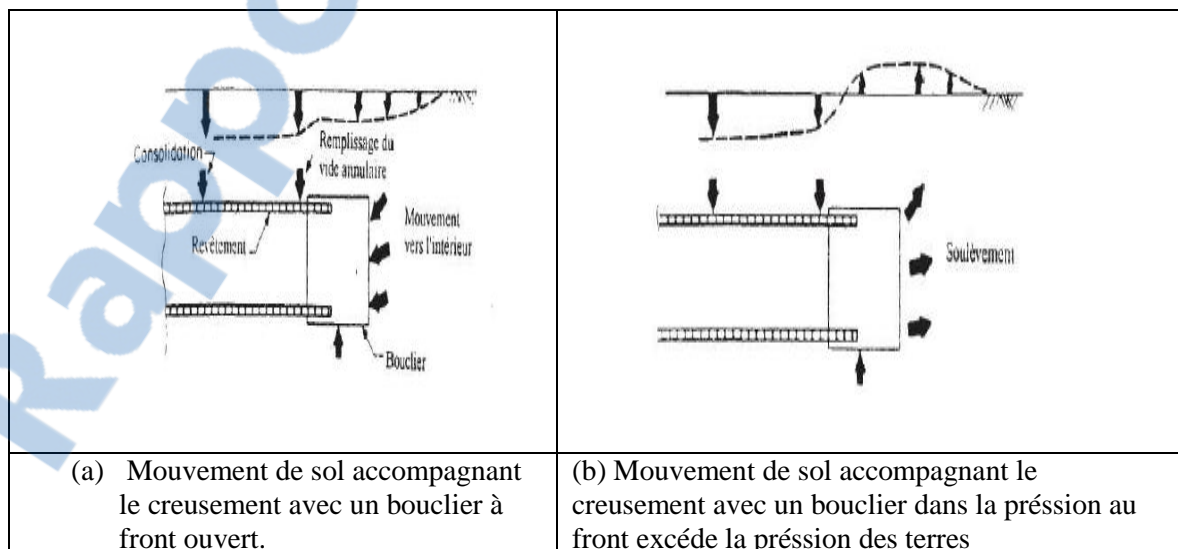
boue. (Métro de Lyon, Chapeau & al. (1987). Les mesures ont été effectuées tous les 0,5m à partir de l'inclinaison d'un tubage vertical scellé au terrain. La Figure II.7 montre le déplacement avant le passage du front de taille, on constate que la déformation est très faible, cependant on remarque une déformation latérale d'un millimètre vers l'extérieur au droit du tunnel. Le déplacement du terrain en dessous du tunnel est quasi-zéro. Après le passage du front (Figure II.8) on remarque le mouvement du sol dans le tube I.3 vers l'extérieur dans la coupe transversale qui correspond à 8 mm de déplacement au niveau du tunnel et à 4 mm dans la coupe longitudinale vers l'avant. Ce phénomène est lié au bétonnage du tunnel. Dans le tube I.1 le même effet apparaît plus tard. La Figure II.9 présente les déplacements pour la phase suivante qui correspond au bétonnage du tunnel en arrière de la jupe. On observe un mouvement vers l'extérieur et vers l'avant dans les deux tubes, en effet, le bétonnage sous pression sollicite le terrain en compression radiale, de la même manière que le ferait un essai pressiométrique horizontal. Les déplacements horizontaux du sol sont asymétriques, on constate que les mouvements dans le sol sont toujours du type compression. (Dolzhenko N, 2002)





II.4 Consolidation du sol autour des tunnels - Observations in situ

L'excavation d'une galerie au sein d'un massif de sol provoque un changement de l'état des contraintes et des déformations autour de l'ouvrage souterrain. Ces changements sont observés depuis de nombreuses décennies, et ont été, à l'heure d'aujourd'hui, largement étudiés, La réponse d'un massif de sol au creusement d'un tunnel dépend essentiellement de la nature du sol et de la technique de creusement. La construction par excavation provoque un changement de l'état de contraintes et de déformations du massif et induit des mouvements dans le sol et des tassements en surface. Le diagramme sur la Figure II.9 présente la réponse du sol lors de sollicitation du massif :



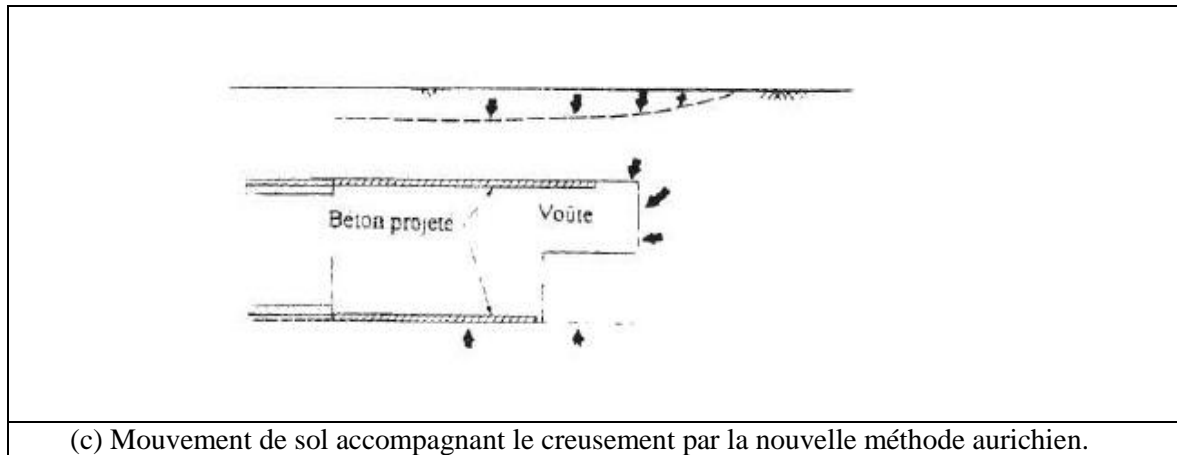
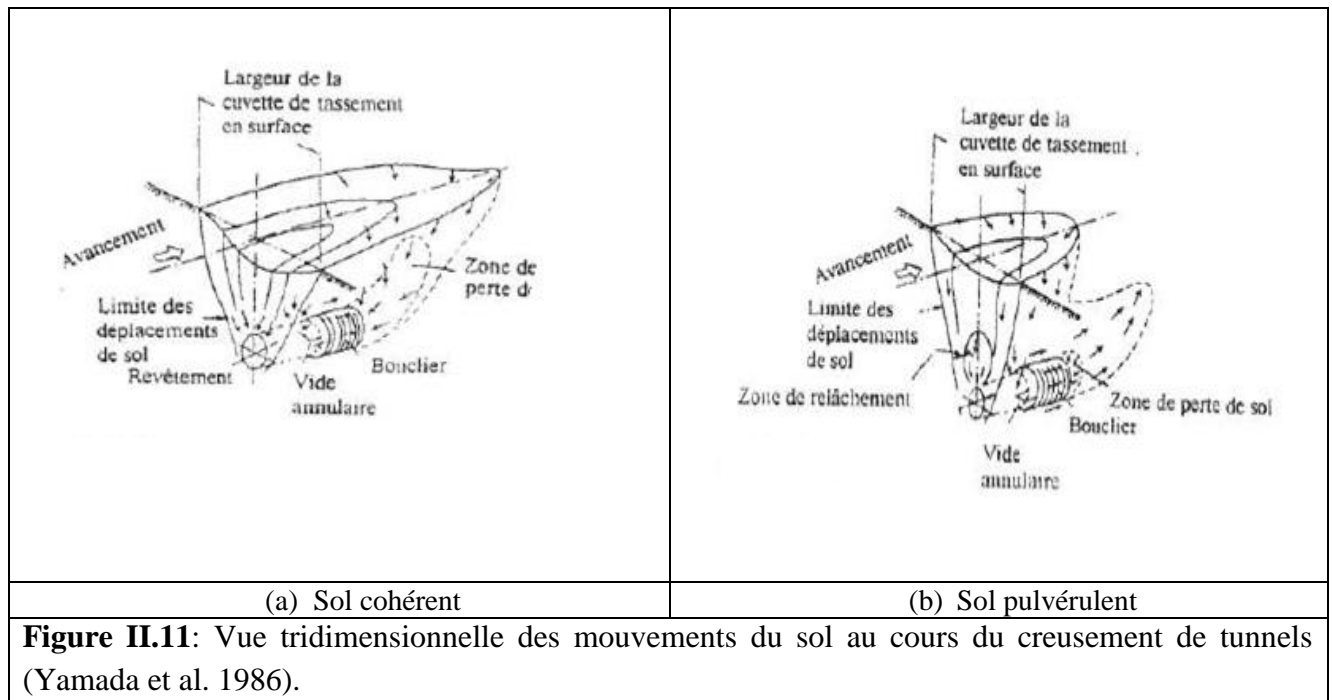


Figure II.10: Typologie des mouvements de sol au cours du creusement d'un tunnel (Cloughet Leca, 1989).

Dans le cas de la pression appliquée au front avec un niveau de contraintes qui ne dépasse pas la contrainte naturelle, le sol a tendance à se déplacer vers le front de taille. Ce phénomène est observé pendant l'excavation à front ouvert (Figure II.10a). Par contre l'excavation du tunnel effectuée à l'aide d'un tunnelier à front pressurisé (qui permet d'avoir les meilleures conditions de stabilité) la pression appliquée au front est plus grande que la contrainte dans le sol. On constate un refoulement du massif vers la surface à l'avancement (Figure II.10b). Ces phénomènes ont été observés pendant le passage du bouclier lors du creusement à faible profondeur. Par la suite le sol a tendance à se déplacer vers l'ouvrage afin de combler l'espace annulaire entre la jupe, la paroi excavée et le soutènement du tunnelier. (Dolzhenko N, 2002)

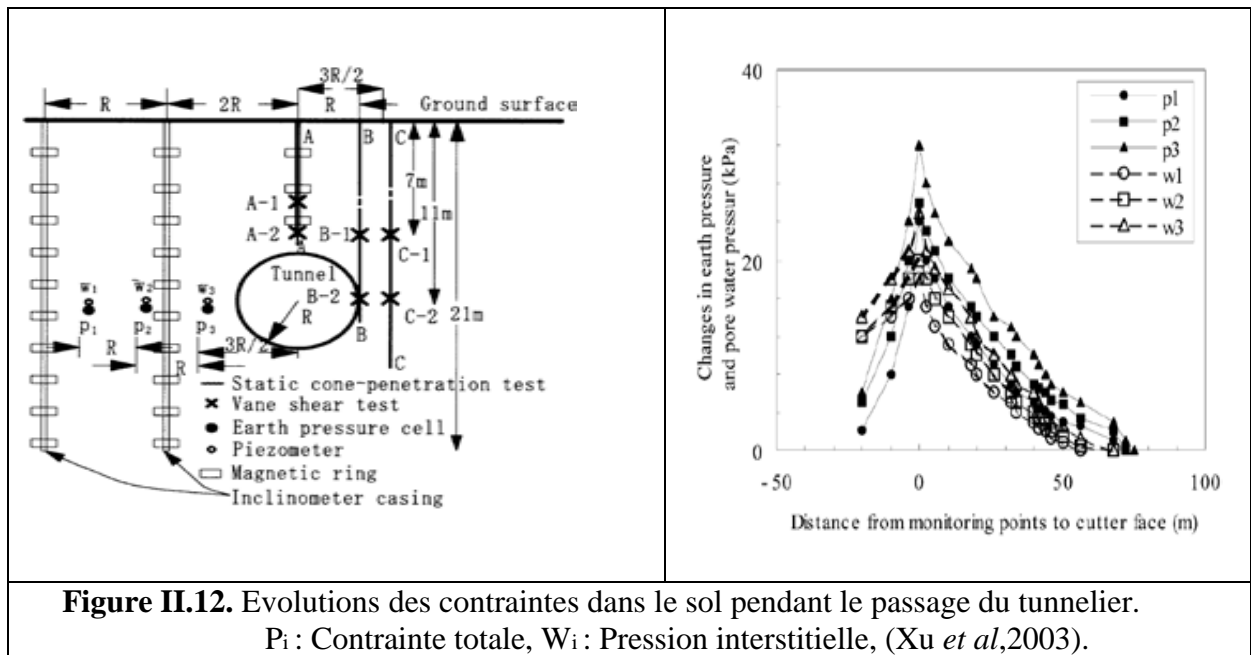
Dans le cas des méthodes de creusement traditionnelles telle que la nouvelle méthode autrichienne (figure II.10c), on observe un mouvement général de convergence du sol vers le front de taille et les parois de la galerie ; un soulèvement du radier peut également se produire si la pose du revêtement s'effectue à une certaine distance derrière le front de taille. Des refoulements de terrain peuvent, en revanche, être observés si la stabilité de l'ouvrage est assurée par une pressurisation de la galerie avec des pressions d'air excédant le niveau des contraintes initiales dans le massif (Schmitter, 1987).

Les observations in situ ont permis de confirmer l'importance du comportement tridimensionnel du sol autour du front de taille. La figure II.11 représente, en vues tridimensionnelles, les deux types de comportement observés autour d'un certain nombre de tunnels creusés au Japon (Yamada et al., 1986, cités par Nomoto et al., 1995), dans le cas d'un massif de sol cohérent (figure II.11 a) et dans le cas d'un sol pulvérulent (figure II.11 b). (Atwa, 1996)

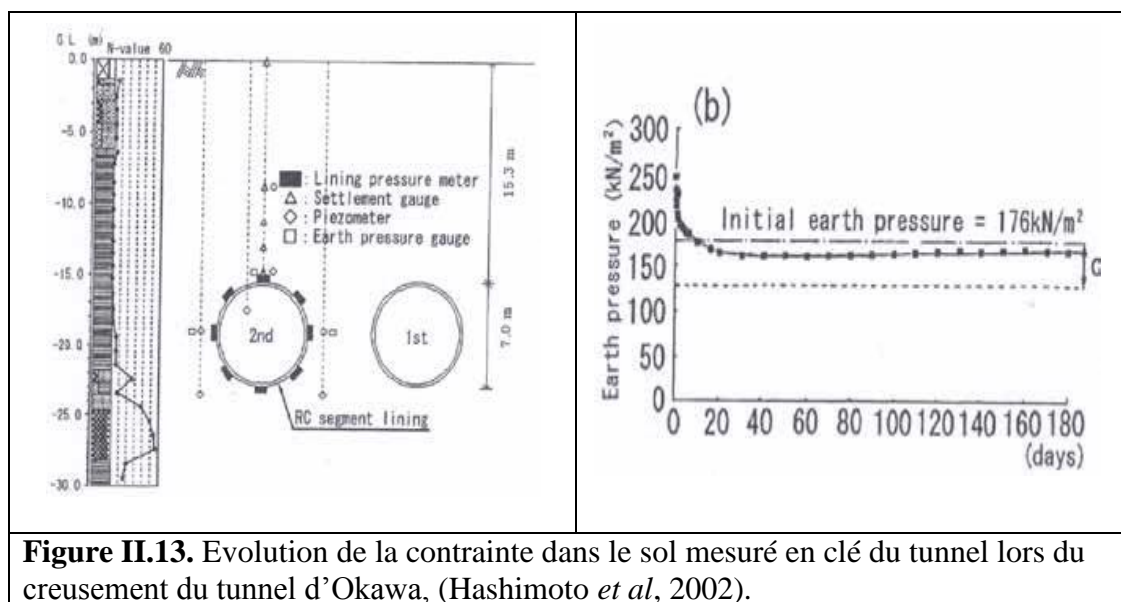


II.4.1 La distribution des contraintes et des pressions interstitielles dans le sol lors d'un creusement

Les perturbations entraînées dans le sol par le creusement se traduisent sur le champ des contraintes et en conséquence sur le champ de déplacements verticaux et horizontaux. La variation des pressions appliquées pendant les différentes phases du creusement cause une redistribution des contraintes dans le massif de sol. Ces perturbations peuvent être considérées comme une cause fondamentale des mouvements observés par la suite. L'excavation affecte les valeurs des contraintes totale et effective dans le sol. Cela va créer des mouvements qu'on observe « à court terme » juste après l'excavation. Après la mise en place du revêtement du tunnel, la dissipation de la pression interstitielle peut engendrer des mouvements observés longtemps après la construction selon le type de sol. Koyama (2003) a étudié l'évolution de la contrainte effective et totale dans différents types de sol sur les chantiers de plusieurs tunnels creusés au Japon. Il a trouvé que la distribution des contraintes dans le sol est le responsable des différentes réponses observées lors de creusement à savoir tassement ou soulèvement en surface. La contrainte au-dessus de la clé du tunnel peut augmenter ou bien diminuer pendant le passage du tunnelier selon la technique de creusement, et de contrôle du tunnelier et de l'injection des vides. Xu *et al.* (2003) ont étudié cette perturbation observée sur le chantier du tunnel de Shanghai Bund Sightseeing qui a été creusé par un tunnelier à pression de terre dans un sol de type argile limoneuse. Les observations sur site ont montré que l'avancement du tunnelier a été accompagné d'augmentation de pressions interstitielles et de contraintes totales (mesures effectuées à environ 11 m de profondeur). Ces pressions commencent à diminuer après le franchissement de la section de mesure par le tunnelier (Figure II.12). (Rim Boubou, 2010)

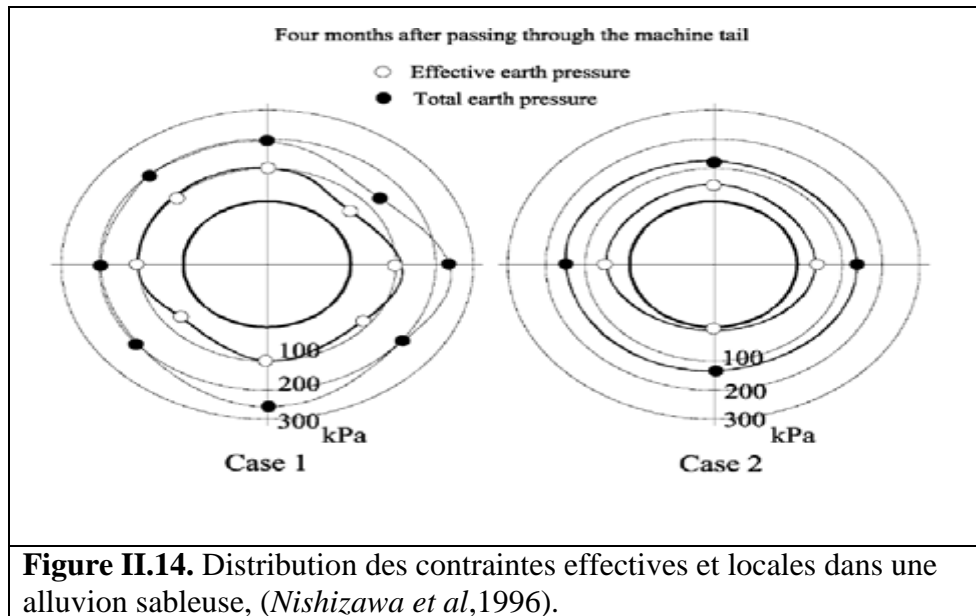


Hashimoto *et al.* (2002) ont étudié le creusement du tunnel d'Okawa au Japon par un tunnelier à pression de boue dans un sol de type argile fine. L'observation de l'évolution de la contrainte dans le terrain a montré une augmentation de cette contrainte pendant le passage du tunnelier, ensuite elle commence à diminuer avec le temps (Figure II.13). Les mesures ont montré que la contrainte dans le terrain avait nécessité une période de trois mois pour qu'elle devienne stable. (Rim boubou,2010)



Après le passage du tunnelier, l'injection de mortier constitue un deuxième facteur qui affecte les contraintes dans le sol. La pression utilisée pour l'injection du mortier derrière les voussoirs peut augmenter les contraintes effectives et totales dans le sol selon Nishizawa *et al.* (1996) cité par Koyama (2003) qui ont étudié cet effet pour deux cas d'injection (Figure II.14). L'injection est réalisée de la même manière dans les deux cas avec une pression d'injection plus importante dans le premier cas (150 et 50 kPa ont été utilisés dans le premier

et deuxième cas respectivement). Le volume de mortier injecté est également plus important dans le premier cas. (Rim boubou,2010)



Les essais ont montré que quand la pression d'injection est faible, les contraintes dans le sol sont plus faibles et elles ont une distribution uniforme autour du tunnel. L'augmentation de cette pression augmente les contraintes dans le sol qui n'ont plus la distribution uniforme. Une série de mesures effectuées par Bezuijen *et al.* (2002) a montré que la pression de mortier varie selon l'avancement ou l'arrêt du tunnelier. D'après les auteurs, l'excavation (d'un nouvel anneau) qui commence avant l'injection derrière le dernier anneau installé diminue la pression de mortier. Pendant l'excavation, cette diminution de pression peut influencer la distribution des contraintes dans le sol à une distance jusqu'à 5 m derrière le tunnelier. (Rim Boubou,2010)

A la fin des travaux d'excavation et d'injection, la diminution de la pression interstitielle est considérée comme la raison principale de tassement observé à long terme (consolidation du sol). Sur le chantier de la ligne 2 du métro de Shanghai Lee *et al.* (1999) ont observé une augmentation de la pression interstitielle pendant le passage du tunnelier à la section de mesure. Après le passage du tunnelier, une dissipation claire de cette pression a été observée. Les auteurs donnent deux raisons de ces variations de la pression interstitielle : soit des variations isotropes des contraintes sans changement de la structure du sol, ou bien des variations des contraintes déviatoriques qui perturbent l'assemblage des particules du sol. Abu-Farsakh et Voyiadjis (1999) ont enregistré une dissipation de la pression interstitielle qui commence à se stabiliser 5 m après le passage du tunnelier sur le chantier du tunnel (N-2) creusé en 1981 à San Francisco par un tunnelier à pression de terre (Figure II.15). (Rim Boubou,2010)

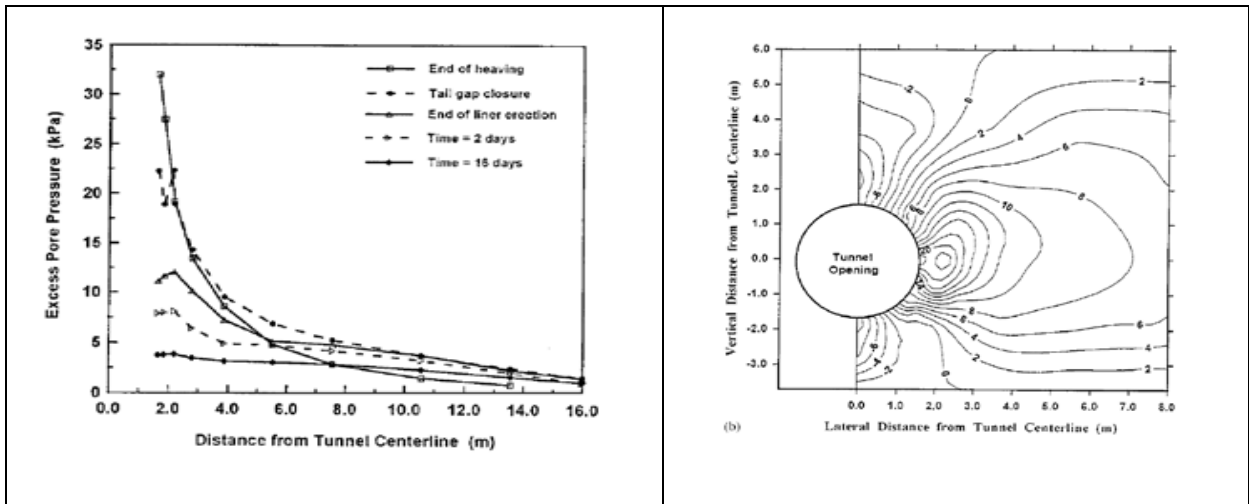


Figure II.15. Distribution de la pression interstitielle dans une section longitudinale avec l’avancement du tunnelier (à gauche) et juste après l’injection dans une section transversale (à droite), (Abu-Farsakh et Voyiadjis ,1999).

Ollier (1997) a montré sur le chantier du métro de Lyon une augmentation de la pression interstitielle enregistrée lors du passage du tunnelier au front. Cette pression revient à son niveau d’origine à chaque arrêt du tunnelier pour la pose des voussoirs. Une autre augmentation de la pression a accompagné l’injection du mortier derrière les voussoirs. Par la suite, cette pression commence à se dissiper et à converger vers une valeur stable, (Figure II.16).. (Rim boubou,2010)

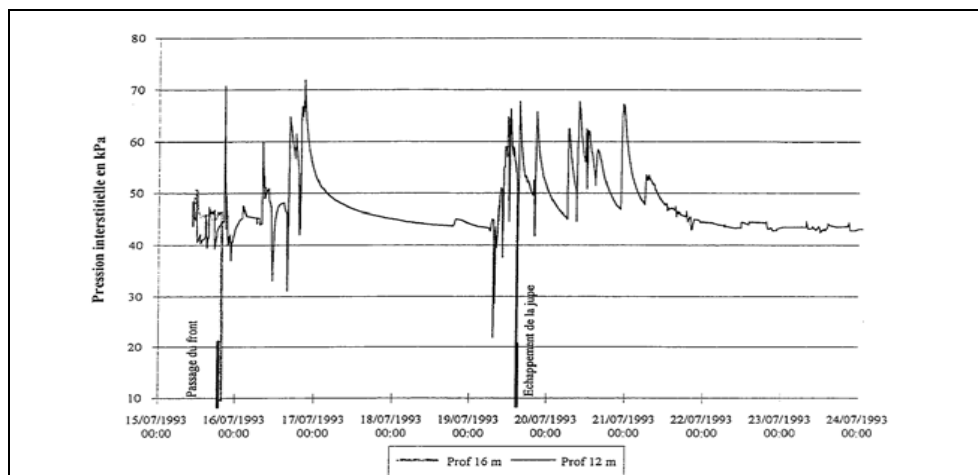


Figure II.16. Evolution de la pression interstitielle au passage du tunnelier, l’extension de la ligne D du métro de Lyon,(Ollier ,1997).

II.4.2 Exemple de tassement du métro d’Alger

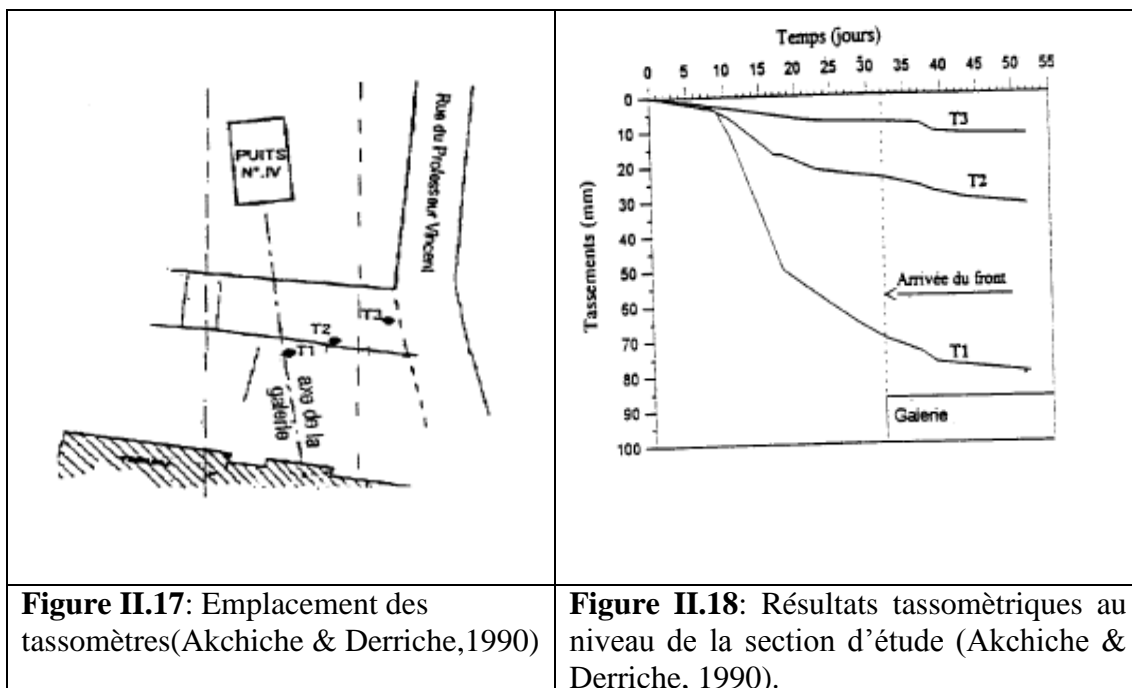
Cet exemple présente l’analyse des tassements en surface induits par le creusement d’une galerie dans le cadre du projet du réseau métropolitain de la ville d’Alger. La zone d’étude s’insère dans la tranche superficielle de la ligne 1 (figure II.17). Elle se situe entre la station Khelifa Boukhalfa et la station Mustapha. Le tunnel dans cette zone est à double voie. Il est de forme voûtée et à une section de 70m². Ce tronçon du tunnel, à faible couverture,

évolue dans un massif marneux très plastique où les marnes forment un mur imperméable pour la nappe aquifère (Akchiche & Derriche , 1990).

La mesure du tassement au-dessus de la chambre a été réalisée à l'aide de l'installation de trois tassomètres T1 sur l'axe du tunnel, T2 à 5cm de l'axe du tunnel et T3 à 10cm de l'axe du tunnel (figure II.18). Cette figure présente les mesures tassométriques obtenues. Ces résultats montrent une évolution rapide des tassements avant l'arrivée du front de taille. Lorsque le front de taille se trouve sous le tassomètre, la pente du tassement est moins raide, la stabilisation s'installe avant l'éloignement du front de taille. On note que plus de 75% des tassements s'obtiennent avant le passage du front sous les tassomètres, ce qui traduit l'importance des déplacements du sol en avant du front de taille.

Les résultats des calculs obtenus par le code CESAR-LCPC (Akchiche et Derriche 1990) et les différentes méthodes empiriques proposées pour prédire les tassements en surface lors de creusement de tunnel sont présentés sur la figure II.19. On peut observer sur cette figure que les tassements obtenus en surface à partir des différentes méthodes sont inférieurs aux mesures au niveau de l'axe du tunnel. Mais entre 5m et 15m de l'axe de la galerie, les calculs en éléments finis donnent des résultats assez proches de ceux des mesures ; les méthodes empiriques donnent des tassements supérieurs aux mesures.

Les mesures tassométriques ont permis de montrer la grande influence de la décompression des terrains en avant du front de taille ; plus les mesures en surface ont enregistré un tassement maximal de l'ordre de 80mm accompagné d'apparition de désordres importants sur les ouvrages à proximité de la chambre. Ces résultats recommandent d'exécuter le tunnel par phasage pour limiter l'extension de la zone plastique en surface et ainsi d'éviter un tassement important en surface. Pour le creusement de la chambre d'essai, les calculs prévoient des tassements de l'axe inférieurs à ceux mesurés.



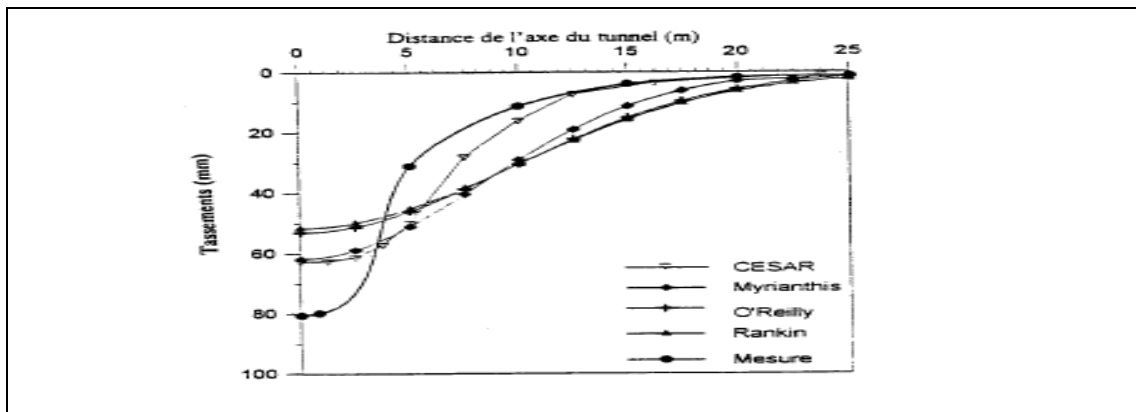


Figure II.19: Comparaison des tassements en surface calculés Et ceux mesurés in situ (Akchiche & Derriche ,1990)

II.5 Modélisation du creusement de tunnels par la méthode des éléments finis

La simulation du creusement d'un tunnel doit, en toute rigueur, être effectuée en conditions tridimensionnelles. Toutefois, ce type de calcul est encore délicat de nos jours, tant du point de vue du temps de résolution que de l'exploitation des résultats. De ce fait, la majorité des applications de creusement de tunnels sont effectuées en conditions bidimensionnelles. Quelques modèles tridimensionnels ont toutefois été étudiés ; les plus récents sont dus à Kielbissa et Duddeck (1991), Soliman et al. (1993), Eisenstein et Ezzeldine (1994), Seki et al. (1994). Ces travaux portent sur la conception du soutènement ou la stabilité du front de taille, mais n'abordent pas directement le problème des déformations induites dans le massif du fait du creusement. (Atwa,1996) .

Boulon & al [1996] propose une description de la modélisation tridimensionnelle des phases de creusement à l'aide d'un bouclier (cité par : Dolzhenko N,2002) (TABLEAU II.2) :

Tableau II.2 : modélisation tridimensionnelle des phases de creusement (Boulon & al [1996])

Phases	Description des travaux	Modélisation
1	Etat initial du massif ou état du cycle précédent.	Initialisation des contraintes et des pressions interstitielles. Annulation des déplacements
2	Etapas de creusement et remplacement progressif de la pression des terres par une pression de boue	Rigidité nulle pour les éléments excavés. Application progressive des forces de déconfinement et de la pression de boue
3	Fin du creusement. Avancement du bouclier	Cisaillement longitudinal pour simuler l'avancement du bouclier
4	A l'arrière du front passage du bouclier	Déconfinement au niveau de l'espace annuaire
5	Pose des voussoirs en béton préfabriqué	Poids propre de voussoirs. Contact partiel entre les voussoirs et le sol
6	Injection de coulis entre le sol et les voussoirs	Variation de volume de l'espace annuaire. Remplissage de l'espace par
7	Consolidation du coulis et du sol. Réduction du volume entre le sol et les voussoirs	Variation des propriétés du coulis avec le temps. Augmentation de la résistance d'interface sol - coulis
8	Fluage du sol, états à long terme de l'ouvrage	Passage aux propriétés mécaniques à long terme pour les matériaux. Viscoplasticité ou effet différé

II.5.1. Modélisation tridimensionnelle

Les mouvements du sol pendant le creusement d'un tunnel se manifestent non seulement au front de taille mais aussi en avant et en arrière de celui ci sur une longueur d'environ un diamètre. Pour réaliser de manière réaliste des simulations numériques l'aspect tridimensionnel doit être respecté. Cependant, ce type de calcul est encore assez difficile à réaliser à cause de la complexité du maillage, des chargements à appliquer ainsi que de la durée de calcul. (Mestat (1999).

Certains chercheurs ont abordé cette approche tridimensionnelle en utilisant les hypothèses simplificatrices. Shahrour(1999) propose une méthode simplifiée qui est fondée sur l'hypothèse que le chargement complexe induit avant l'activation des éléments de revêtement peut être modélisé par un déconfinement partiel appliqué sur la périphérie d'une zone situé au voisinage du front de taille. Cette méthode a été implantée dans un code de calcul par éléments finis PECPLAS 3D (Shahrour (1992), Mroueh (1998)). Le comportement du sol est supposé non linéaire. Les résultats obtenus par ce modèle sont en accord avec ceux observés sur le chantier. (Dolzhenko N,2002)

Grant & Taylor [1999] (Figure II.21) ont réalisé des simulations tridimensionnelles a l'aide d'un code basé sur des éléments finis afin de valider avec les résultats observés lors d'essais sur modèle réduit dans un appareil centrifugeuse. Le modèle de comportement du sol développé par Stallebrass & Taylor (1997) a été implanté dans un code de calcul CRISP (CRITICAL State Program). Ils observent un bon accord avec les résultats sur le modèle physique. Dias [1999] a utilisé le code de calcul FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) basé sur des différences finies afin de réaliser une étude tridimensionnelle du renforcement d'un front de taille par boulonnage.(Dolzhenko N,2002)

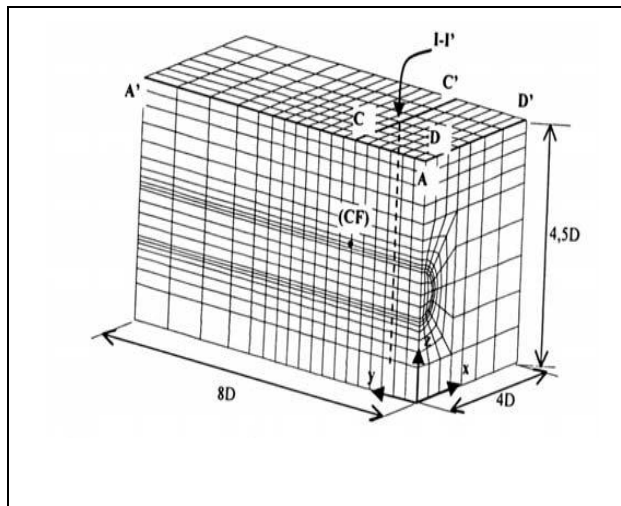


Figure II.20 : Maillage utilisé pour le calcul (Shahrour ,1999)

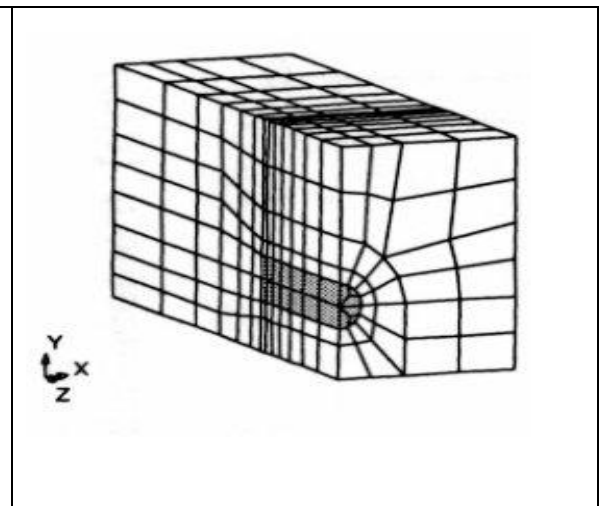


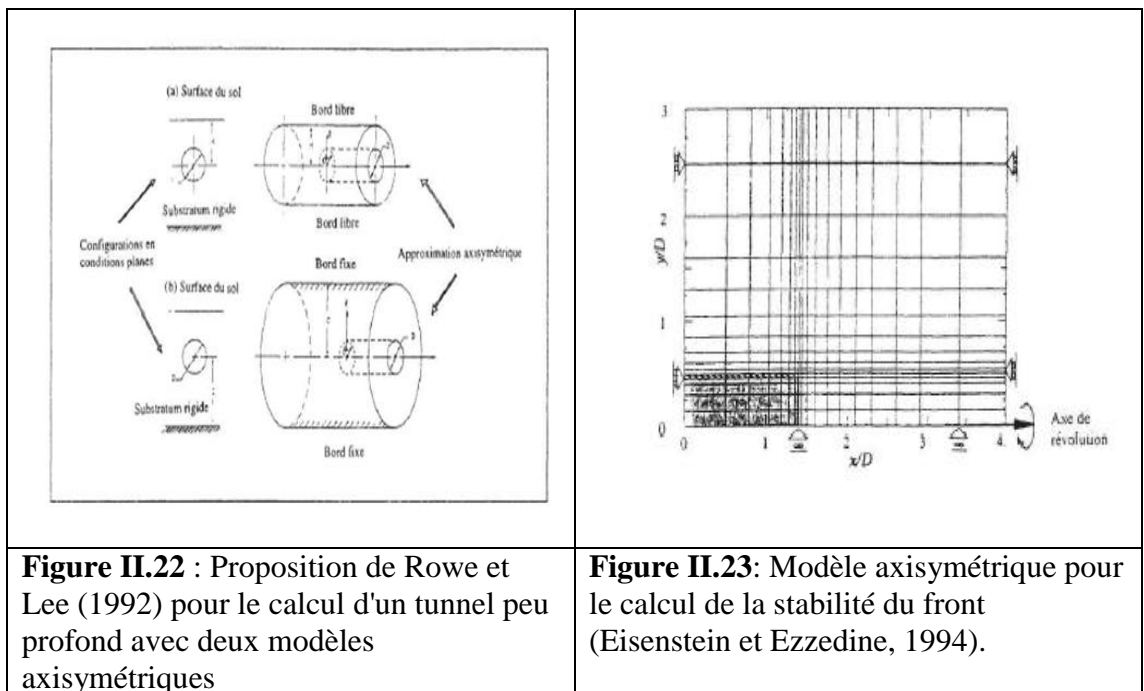
Figure II.21 : Maillage tridimensionnelle (Grant & al,1999)

II.5.2 Modélisation bidimensionnelle

D'après les difficultés qu'on vient de noter sur la simulation tridimensionnelle, dans la plupart des cas les bureaux de recherche utilisent l'approche bidimensionnelle. Les avantages d'utilisation d'un modèle bidimensionnel sont suivants : (Dolzhenko N,2002)

- ❖ Moins coûteux en durée des calculs
- ❖ L'interprétation des résultats plus facile.
- ❖ Le modèle de comportement est plus complexe

Trois catégories de modèles peuvent être distinguées (d'après Mestat [1999]): *en conditions axisymétriques dans un plan méridien* (Figure II.22). Cette modélisation permet de représenter le front de taille en respectant les conditions de symétrie pour le champ de contraintes et de déformations, c'est à dire dans un ouvrage souterrain modélisé dans tout le massif l'état de contraintes est homogène et isotrope, cette approche ne peut être appliquée qu'à des ouvrages circulaires pour lesquels l'effet de la gravité et l'influence de la surface sont négligeables (Rowe & Lee (1992), Eisenstein et Ezzeldine (1994)) . (Dolzhenko N,2002)



- *En déformation plane dans un plan parallèle à l'axe du tunnel* (Figure II.24). La modélisation dans la direction longitudinale permet de calculer les mouvements au front de taille en tenant compte de l'effet de la gravité et de la proximité de la surface. Par contre, cette approche est limitée puisqu'elle considère l'ouvrage simulé comme une tranchée horizontale de très grande longueur dans la direction perpendiculaire au plan du modèle. Chaffois (1991) a démontré que cette approche peut surestimer les déplacements dus au creusement du tunnel. . (Dolzhenko N,2002)

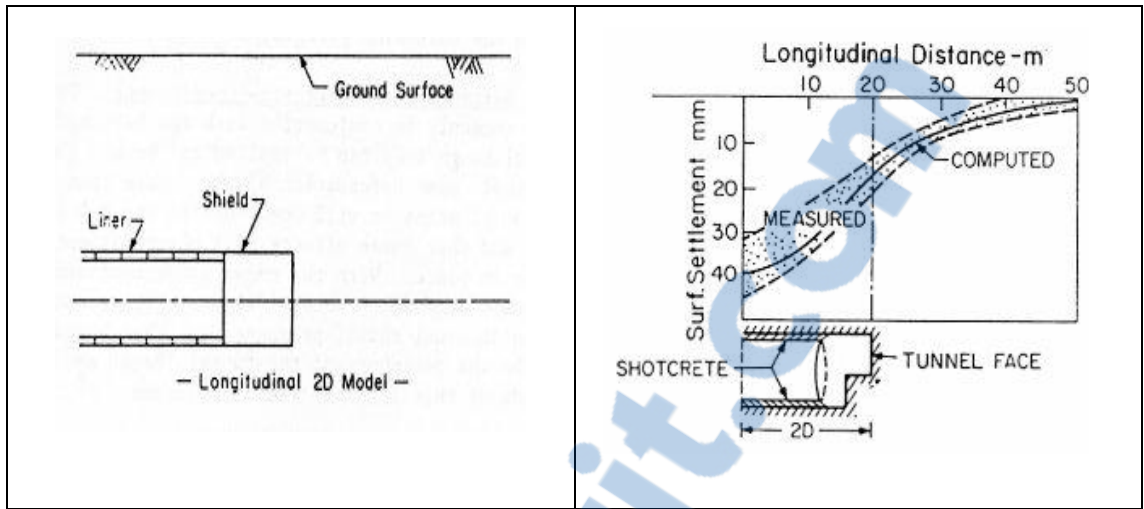


Figure II.24 : Schéma du modèle longitudinal (Clough & Leca [1993])

Figure II.25: Comparaison calcul – mesure (d’après Clough & Leca [1993])

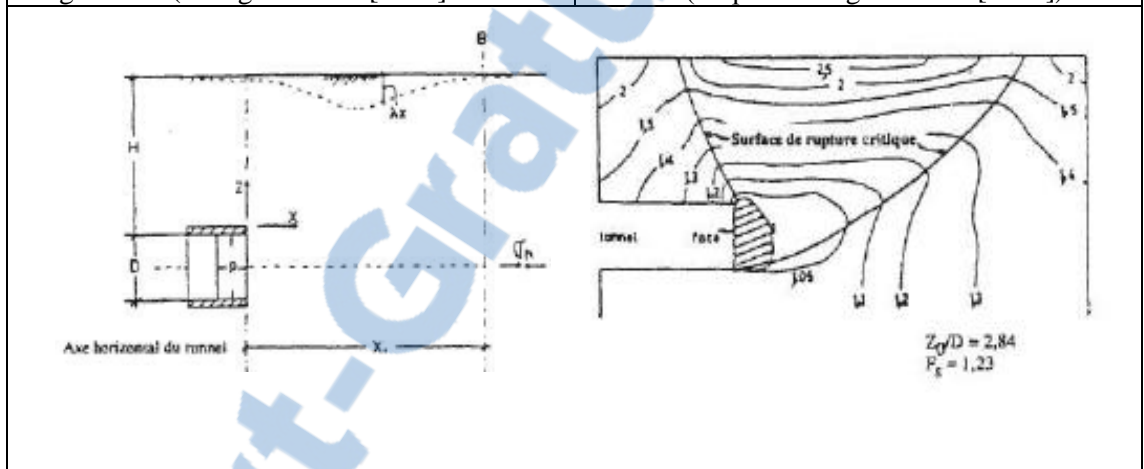
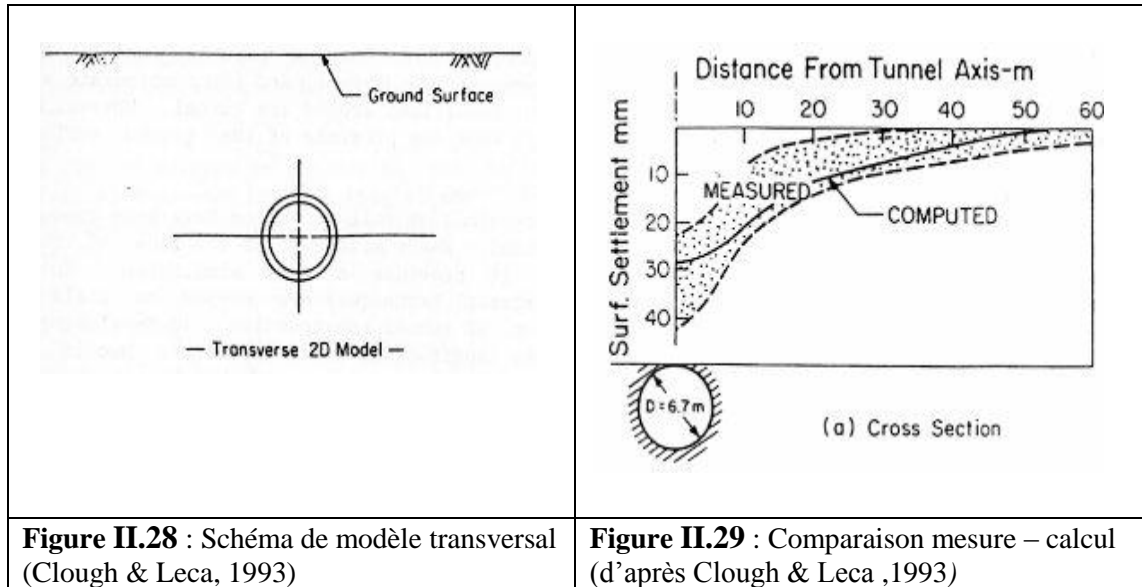


Figure II.26 : Modèle longitudinal utilisé par Romo et Diaz (1981) pour la modélisation de la stabilité du front de taille. (Atwa, 1996)

- *En déformation plane dans un plan transversal.* Cette méthode permet seulement d’effectuer la simulation des mouvements transversaux du sol, elle peut être adaptée pour la détermination du champ de déplacements et de déformations provoquées dans une section courante après le passage du front (Figure II.27), et également aux phases suivantes de creusement : remplissage de l’espace annulaire de coulis, consolidation de coulis et pose du revêtement. Cette modélisation est très couramment utilisée : Adachi (1985), Al Abram (1998,). (Dolzhenko N, 2002)



Aucune de ces approches n’est vraiment satisfaisante, ainsi certains auteurs proposent d’effectuer des simulations bidimensionnelles en tenant compte de l’aspect tridimensionnel. La modélisation des phases de construction d’un ouvrage souterrain nécessite :

- ❖ l’emploi de lois de comportement adaptées pour le sol et pour les structures
- ❖ Lois d’interface entre les matériaux
- ❖ l’utilisation d’éléments spéciaux pour traiter la discontinuité
- ❖ la détermination des chargements, des conditions aux limites
- ❖ les mesures in situ, des données géotechniques. (Dolzhenko N,2002)
- ❖

II.5.3 Simulation d'une éventuelle pression interne au tunnel

L'excès de pression qui peut s'appliquer sur le massif peut être simulé dans un modèle numérique en imposant sur les bords du tunnel (paroi et/ou front) un chargement équivalent. La détermination de la valeur de la pression à imposer sur le modèle est également délicate. Dans le cas d'un creusement avec pression d'air, celle-ci est généralement mesurée sur le chantier. Toutefois, des fuites peuvent survenir à travers certaines portions de la paroi ou du front de taille, ce qui rend le contrôle de la pression difficile. Ce problème est amplifié si le creusement est effectué à l'aide d'un bouclier à pression de terre ou de boue, car la distribution de la pression ne peut plus être considérée comme uniforme a priori. Dans leur étude du collecteur N2 à San- Francisco, Finno et Clough (1985) ont proposé une caractérisation de cette pression calée sur les mesures de déplacements horizontaux relevés sur une section du tunnel instrumentée. La figure II. 28a donne la distribution de la contrainte déduite de cette approche et qui a permis de retrouver, par le calcul, le soulèvement du sol observé sur le chantier. (Atwa,1996)

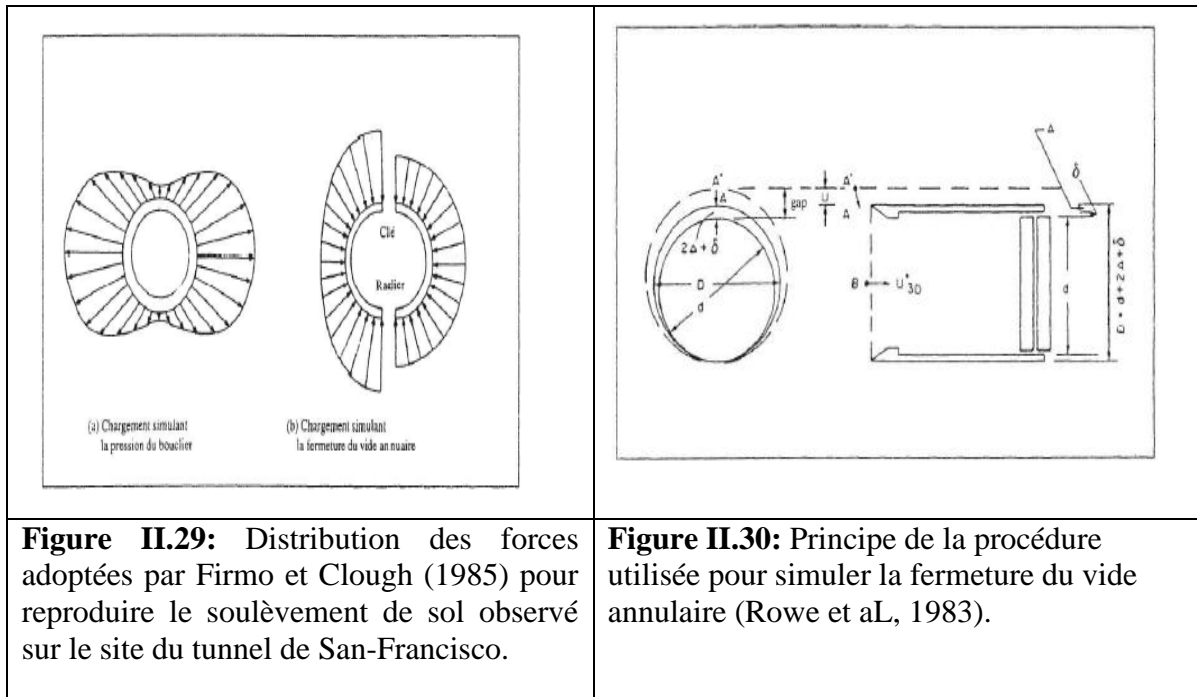
II.5.4 Simulation du remplissage du vide annulaire

Deux approches peuvent être employées pour simuler la phase de remplissage du vide annulaire par la méthode des éléments finis : la première consiste en l'application d'un déchargement au niveau de la paroi excavée (Clough et Finno, 1985) ; la deuxième technique, due à Rowe et al. (1983), repose sur le concept d'ouverture g (Gap). (Atwa,1996)

Clough et Finno (1985) ont proposé, pour simuler le mouvement du sol vers le revêtement, d'utiliser un chargement non uniforme appliqué vers l'intérieur du tunnel (figure II.29b); cette approche a permis de retrouver le comportement observé sur le chantier du tunnel de San-Francisco. (Atwa, 1996)

La méthode de Rowe et al. (1983) est quant à elle basée sur une généralisation de la condition du vide annulaire, caractérisé par le paramètre d'ouverture g qui définit les mouvements radiaux nécessaires pour que le sol vienne au contact du soutènement (figure II.29). Le comportement observé in situ, notamment dans le cas des sols mous, montre que ce paramètre peut être non uniforme, égal à zéro au niveau du radier et maximal au niveau de la voûte du tunnel, où il est défini par $g = 2\Delta + \delta$, où Δ désigne l'épaisseur du vide annulaire et δ l'espacement nécessaire l'installation du soutènement (figure II.29). (Atwa, 1996)

Des contraintes de traction sont appliquées de manière incrémentale sur la périphérie du tunnel. Après chaque incrément, les déplacements de la paroi du tunnel sont comparés à l'épaisseur du vide et les éléments du soutènement sont activés aux noeuds pour lesquels la convergence du terrain est égale à g . (atwa, 1996).



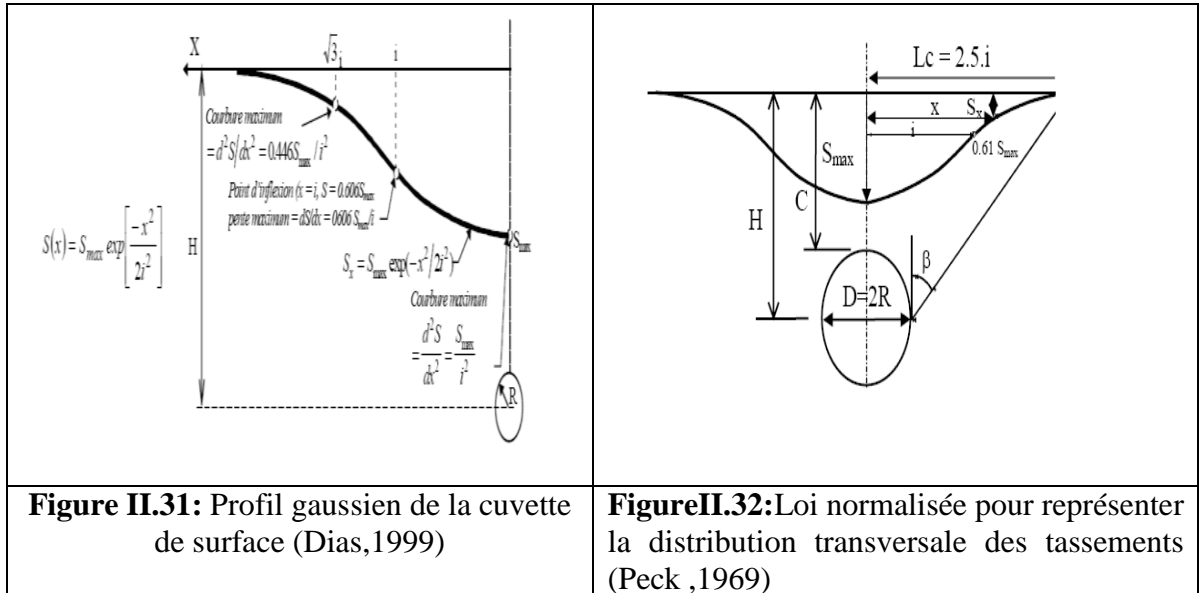
II.6 Cuvette de tassement.

Un nombre important de mesures relatives aux tunnels en terrains meubles sont disponibles dans la littérature (Schmidt (1969), Peck (1969), Cording (1975), Attewell (1977), Clough [1981], O'Reilly [1982], Rankin [1988]). Toutes ces mesures confirment que la distribution transversale des tassements en surface de tunnel peut convenablement être représentée par une courbe de Gauss (Figure II.31). La formule empirique de type loi de distribution normale fut pour la première fois proposée par Martos (1958) à la suite d'une analyse statistique de mesures in situ effectuées sur des cavités minières. (Dolzhenko N, 2002)

Cette expression a ensuite été étendue au domaine des tunnels à faible profondeur par Schmidt (1969) et par Peck (1969). (Dolzhenko N, 2002)

où

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



La cuvette de tassement est caractérisée par les expressions suivantes : (Dolzhenko N,2002)

- la demi largeur : $L_c = 2.5i$
- le rayon minimum de courbure : $\frac{-i^2}{S_{max}}$ pour $x=0$
- la pente maximum : $0.606. S_{max} / i$ pour $x = \pm i$
- le point de la courbure maximum : $0.223. S_{max}$ pour $x = \pm i. \sqrt{3}$

II.7 Approches par couplage hydromécanique en consolidation

La première analyse rigoureuse des phénomènes de consolidation autour des tunnels est due à Carter et Booker (1981 et 1982). Elle utilise les transformations de Laplace pour résoudre les équations élémentaires de la consolidation en conditions axisymétriques. Deux approches ont été étudiées pour simuler le comportement du terrain : un modèle élastique (Carter et Booker, 1981) et un modèle viscoélastique (Carter et Booker, 1982).

La solution du problème est présentée sous forme d'abaques donnant le déplacement radial u_r , la contrainte radiale σ_r et la pression interstitielle u_w autour du tunnel, en fonction des rapports adimensionnels r/r_0 et T_v , r désignant la coordonnée radiale du point considéré, r_0 le rayon du tunnel et T_v un facteur temps défini par la relation :

$$T_v = 2G_0 \left(\frac{1-\nu}{1-2\nu} \right) \cdot \frac{k}{\gamma_w} \frac{t}{r_0^2}$$

où G_0 est le module de cisaillement initial du sol, ν le coefficient de Poisson du sol et γ_w le poids volumique de l'eau.

Toutefois, les résultats de cette analyse ne permettent d'étudier le comportement du sol que localement autour de la paroi d'un tunnel. De plus, le calcul étant effectué en conditions axisymétriques, l'approche correspond au cas d'un tunnel profond de forme circulaire.

La méthode des éléments finis permet un traitement beaucoup mieux adapté des problèmes de consolidation autour des tunnels. Liang (1988) a utilisé un programme traitant de la consolidation avec une loi de comportement dérivée du modèle Cam-Clay modifié et prenant en compte le fluage susceptible d'être rencontré dans les argiles. Da effectué une étude paramétrique, destinée à analyser l'influence de la valeur du vide annulaire et du fluage sur le comportement du massif. Le cas traité est celui d'un tunnel circulaire de 11m de diamètre, situé à 13,5m de profondeur. Quatre calculs ont été effectués, en examinant des cas avec et sans fluage et avec ou sans vide annulaire. (Atwa,1996).

Les résultats de calcul ont notamment permis d'estimer les effets du vide annulaire et du fluage sur la variation des pressions interstitielles dans le terrain. On constate en particulier que l'augmentation du vide annulaire amplifie les surpressions d'eau qui se développent à court terme, et que le fluage du terrain a pour effet d'atténuer la dissipation des pressions dans le temps.(Atwa,1996)

D'autres auteurs ont appliqué la méthode des élément finis pour modéliser le comportement du sol autour d'ouvrages instrumentés (Finno et Clough, 1985; Ohta et al., 1985; De Bruyen et al., 1985).

En particulier, l'étude de Finno et Clough (1985) a été effectuée dans le cadre des travaux du collecteur N2 à San-Francisco. Le tunnel, de 3,7m de diamètre, a été creusé dans une argile molle à l'aide d'un bouclier à pression de terre à 8m de profondeur. Le profil géotechnique comprenait une couche argileuse surmontée par 7m de remblais, le niveau piézométrique se situant à 3m sous la surface du terrain naturel (Clough et al., 1985).

Trois modèles ont été utilisés pour décrire le comportement de l'argile : deux modèles élastoplastiques, le modèle Cam- Clay et le modèle de Prévost (1980), et un modèle élastique non linéaire, le modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970), avec, dans les deux premiers cas, une prise en compte du couplage hydromécanique dans la réponse du massif.(Atwa,1996).

Les calculs élastoplastiques couplés fournissent une bonne concordance avec les résultats obtenus in situ pour, d'une part, les déplacements horizontaux (figure II.33) et, d'autre part, les tassements en surface au cours du temps (figureII.34). (Atwa,1996).

Ohta et al. (1985) se sont intéressés à l'analyse des déformations induites par le creusement de deux tunnels parallèles creusés au bouclier dans un terrain stratifié.

- La figure II.34 montre la position des tunnels et des couches de sol rencontrées.
- Le niveau piézométrique se situe à 2m sous la surface.

- Le creusement des galeries est simulé à partir d'une combinaison d'analyses transversales et axisymétriques, le calcul étant mené à partir de la technique du vide annulaire. Le comportement du sol est représenté par un modèle de comportement élasto-visco plastique, intégrant le fluage du sol (modèle de Sekigushi et Ohta, 1977).

Ces calculs ont permis d'obtenir une évolution des tassements de surface proche de celle observée sur chantier : la figure II.32. Compare les résultats obtenus à deux dates aux mesures effectuées en coupe transversale. L'étude de Bruyen et al. (1985) se situe dans le cadre du programme belge de recherche sur le stockage de déchets radioactifs en souterrain. Ce programme comprend le creusement d'un tunnel expérimental de 41m de long et de 3,5m de diamètre, réalisé par fonçage, à 223 mètres de profondeur, dans l'Argile de Boom. Les calculs ont été effectués à l'aide de deux codes de calculs, le comportement du sol étant caractérisé dans les deux cas par une loi viscoplastique. (Atwa,1996).

La première approche repose sur une analyse en contraintes totales; dans le deuxième cas, le calcul est mené en contraintes effectives, avec prise en compte du couplage hydromécanique en consolidation. Les résultats de calculs soulignent l'intérêt d'effectuer un calcul en consolidation; de plus, le calcul couplé conduit à des valeurs des pressions interstitielles proches des mesures relevées sur le chantier. (Atwa,1996).

Par ailleurs, Mair et al. (1992) ont effectué un calcul de consolidation pour analyser les mesures relevées sur le site du tunnel de Grimsby où des tassements ont été observés 11 ans après la fin de la construction de l'ouvrage. Ce tunnel, d'un diamètre de 3m, traverse une couche d'argile marine située sous le niveau piézométrique de la nappe. L'exécution a été effectuée à partir des deux extrémités avec des boucliers à front ouvert. L'amplitude des tassements observés au début des travaux a nécessité d'imposer une pression d'air sur un tronçon du tunnel (Glossop et O'Reilly, 1982; O'Reilly et al, 1991). (Atwa,1996).

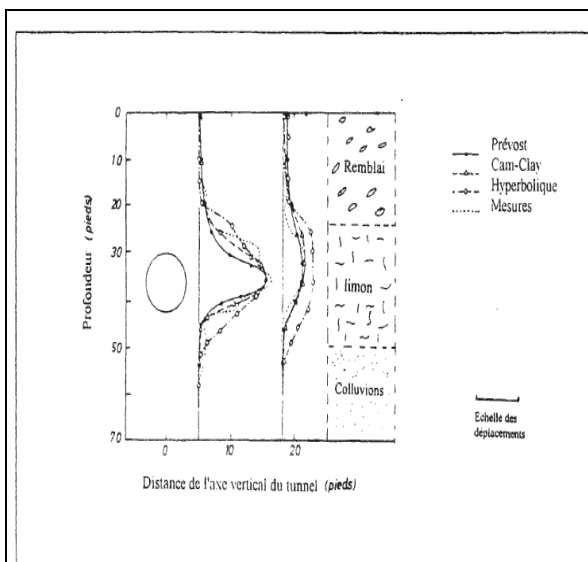


Figure II.33 : Déplacements horizontaux obtenus par l'analyse couplée réalisée pour le tunnel de San-Francisco par Clough et al. (1985)

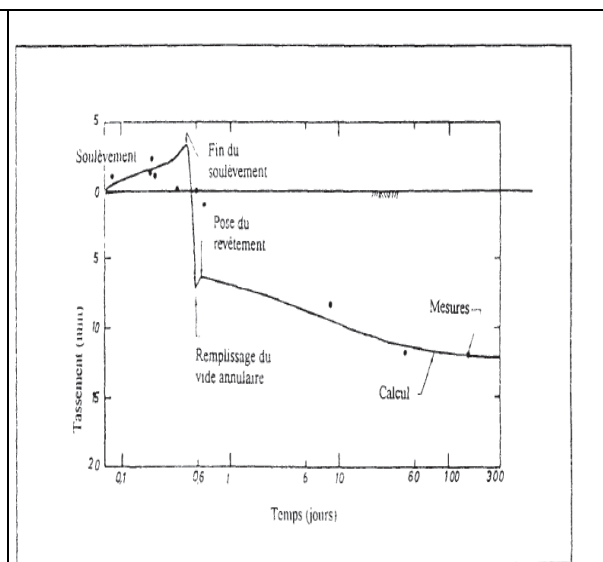


Figure II.34: Evolution des tassements obtenue par l'analyse couplée réalisée pour le tunnel de San-Francisco par Clough et al. (1985).

L'étude de Mair et al. (1992) porte sur une section instrumentée au niveau de laquelle l'ouvrage est situé à 5,3m de profondeur dans une couche d'argile limoneuse molle, surplombée de 1,5m d'argile limoneuse de consistance moyenne et 0,5m de remblais, le niveau piézométrique se trouvant à 2 mètres de profondeur. La modélisation a été effectuée en coupe transversale en utilisant le modèle Cam-Clay modifié pour caractériser le comportement du sol. Six phases de calcul ont été considérées pour simuler la construction du tunnel. (Atwa,1996).

- 1- excavation sous pression d'air (41 kPa) et pose du revêtement provisoire ;
- 2- consolidation pendant une période de 100 jours ;
- 3- rétablissement de la pression atmosphérique ;
- 4- consolidation pendant 90 jours ;
- 5- pose du revêtement définitif ;
- 6- consolidation à long terme.

Trois calculs (notés 2A, 2B et 2C) ont été effectués, en faisant varier la perméabilité des revêtements provisoire et définitif. Dans le calcul 2A, le premier revêtement a été considéré comme perméable et le second comme imperméable ; dans le calcul 2B, les deux revêtements ont été supposés perméables ; dans le troisième calcul (2C), le premier revêtement est supposé perméable et le second revêtement a une perméabilité égale au dixième de la perméabilité du sol. (Atwa, 1996).

Les résultats obtenus par le calcul sont présentés sur la figure II.35: la figure II.35a donne l'évolution dans le temps des tassements dans le plan médian du tunnel ; la figure II.35b compare la cuvette de tassement mesurée 10 ans après la construction à celles données par les différents calculs. (Atwa, 1996).

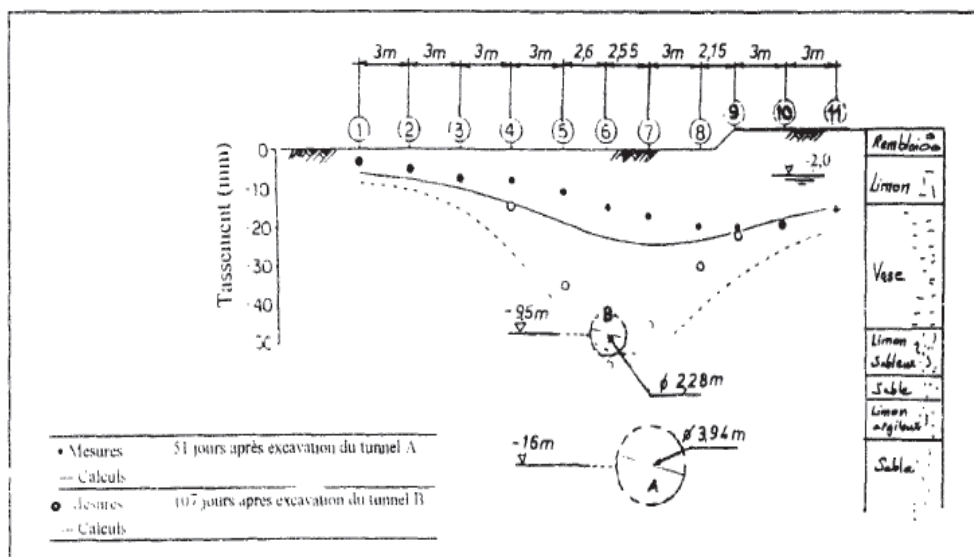


Figure II.35: Evolution de la cuvette de tassement de surface obtenue par Ohta et al. (1985).

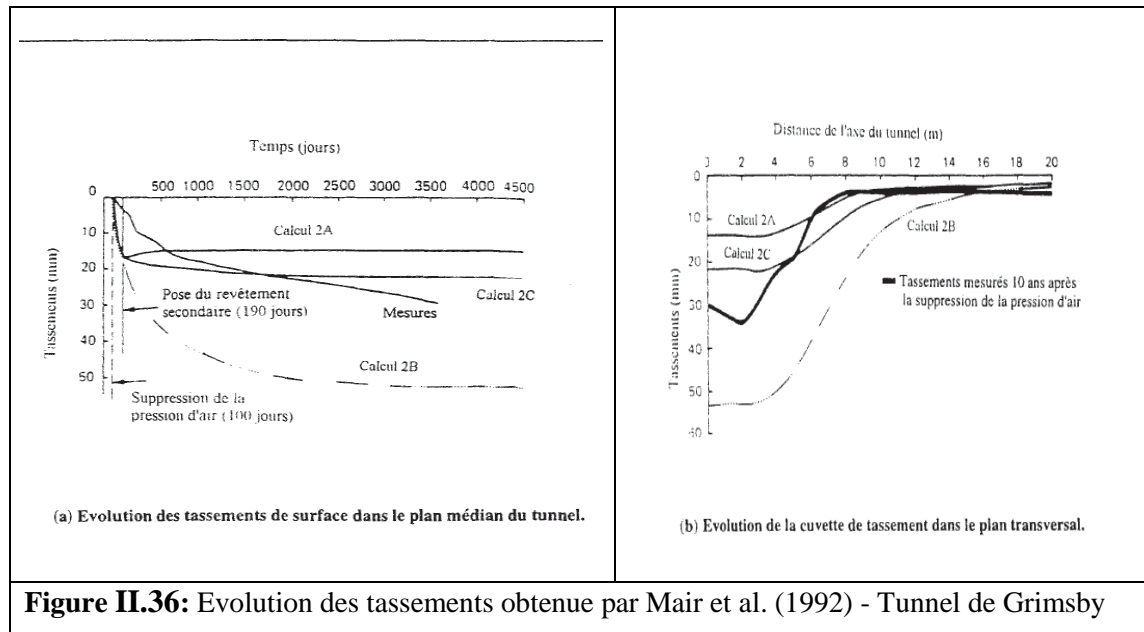


Figure II.36: Evolution des tassements obtenue par Mair et al. (1992) - Tunnel de Grimsby

II. 8 Conclusion

Ce chapitre a permis d'étudier les principaux Approche théorique de la consolidation des sols, Il a également permis d'exposer les principales techniques numériques pour la modélisation de la consolidation des sols auteurs d'un tunnel par la méthodes des éléments finis, de la même manière que la simulation de creusement.

La théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi 1923 avec la résolution mathématique détaille et théorie de Davis et Raymond, Consolidation bidimensionnelle et consolidation tridimensionnelle Méthodes de Rendulic, théorie de Carillo et analyse de la théorie de consolidation de Biot (1941).

Théorie de consolidation de Biot est une excellente approche de l'interaction sol liquide qui peut être appliquée aussi au phénomène consolidation; mais malgré ses résultats corrects, elle prend la forme d'un modèle de transport diffusif dans le cas simplifié des milieux saturés.

La construction du tunnel entraîne des chemins de contraintes différents de ceux classiquement observés dans les autres problèmes de géotechnique. C'est pourquoi il est important de comprendre comment évoluent les contraintes et les pressions interstitielles autour du tunnel. Les observations in situ prouvées que Le creusement des tunnels augmenter les pressions interstitielles, et notamment au niveau des reins du tunnel.

La modélisation numérique de la consolidation des sols autour d'un tunnel contient plusieurs étapes: (La définition des paramètres du modèle proposé, la modélisation des différentes phases de creusement du sol. Ces procédures varient selon le logiciel utilisé et le type de la modélisation (2D ou 3D)).

CHAPITRE III : PRATIQUE SUR LE CODE PLAXIS

III.1 Introduction

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

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

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudostatique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 noeuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

III.2 Les options par défaut et les solutions approchées

Le système d'option par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commence dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de noeuds clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un chargement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ces champs de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; PLAXIS offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastique, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : Des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématique concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

III.3 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

III.3.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeure ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans ces codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètre puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, où le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voir simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés. Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, etc.), il est tout à fait adapte de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'érouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le *Soft Soil Model* qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?

- Utiliser un modèle qui décrit ce comportement ;
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

III.3.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume ; celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que

$$\Delta U_w = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v \tag{III.1}$$

Avec :

Δu_w : Est la surpression interstitielle.

n : La porosité.

K_w : Le module volumique de l'eau.

$\Delta \varepsilon_v$: Est un incrément de déformation volumique.

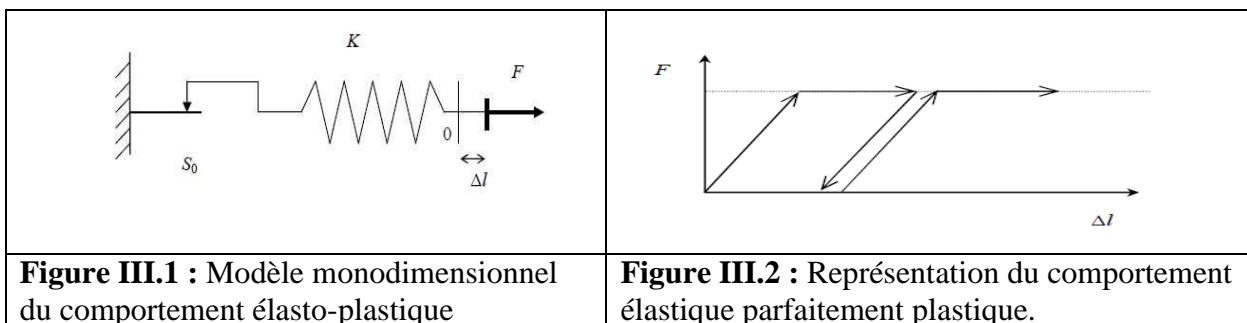
Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recaler par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

III.3.3 Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure III.1).

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure III.2).



Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures (III.1) et (III.2) est un comportement élastique plastique sans écrouissage. La figure (III.3) représente un comportement élastique plastique avec écrouissage.

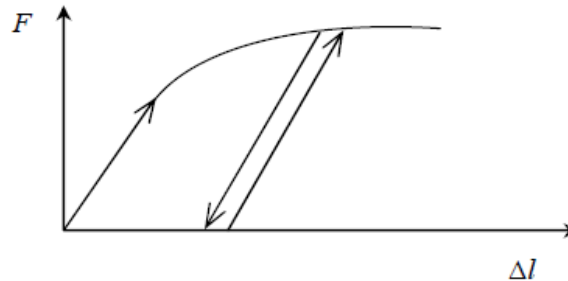


Figure III.3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

III.3.4 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans *PLAXIS* est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G\mu = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young: le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part $K\omega$ est infini (correspondant à $\nu=0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{III.2})$$

$$k = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad (\text{III.3})$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+2\nu)} \quad (\text{III.4})$$

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

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure (III.4), Et les paramètres avancés sur la figure (III.5) :

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y) E_{increment} \quad \text{avec } y_{ref} < y \quad (\text{III.5})$$

$E_{increment}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

y_{ref} : Unité de profondeur [m]

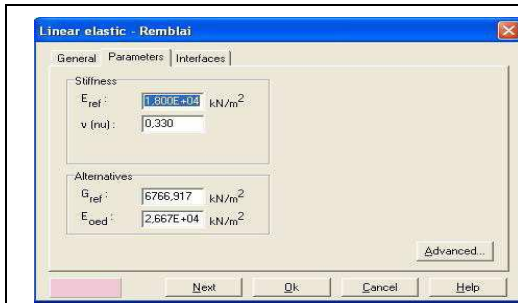


Figure III.4 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

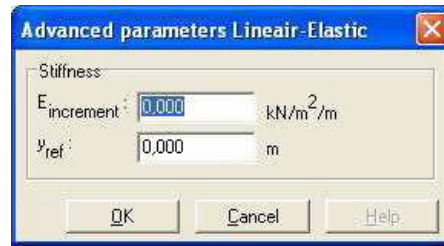


Figure III.5 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire

III.3.5 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\phi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure (III.6)).

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure (III.7)) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb

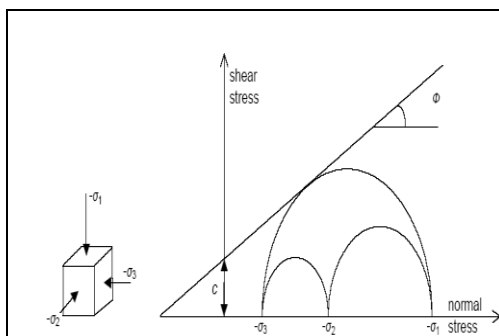


Figure III.6 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

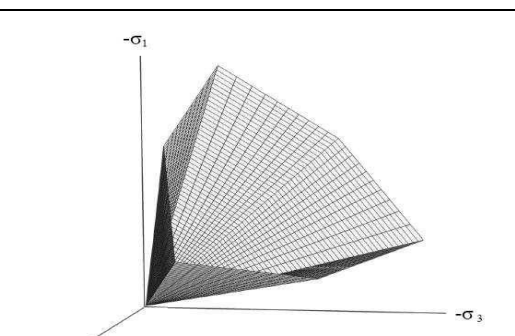


Figure III.7 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour C=0

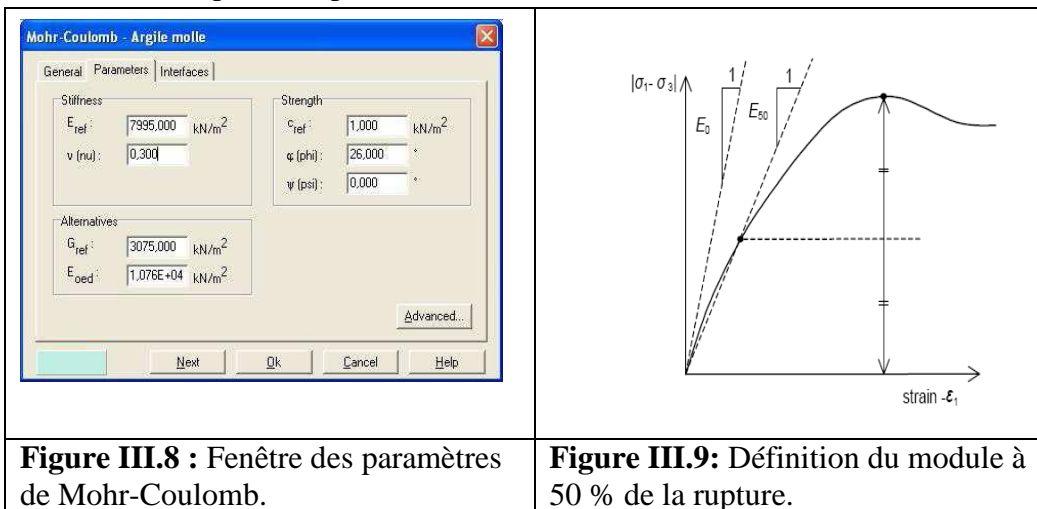
Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure III.8). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement.

Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

a. Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{\max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure (III.9)).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.



Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b. Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c. Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure (III.6)).

d. Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u = 0$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

e. Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \quad \text{pour } \phi > 30^\circ$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \phi < 30^\circ$$

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

f. Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure (III.7)). Celles ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

g. Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure (III.10)).

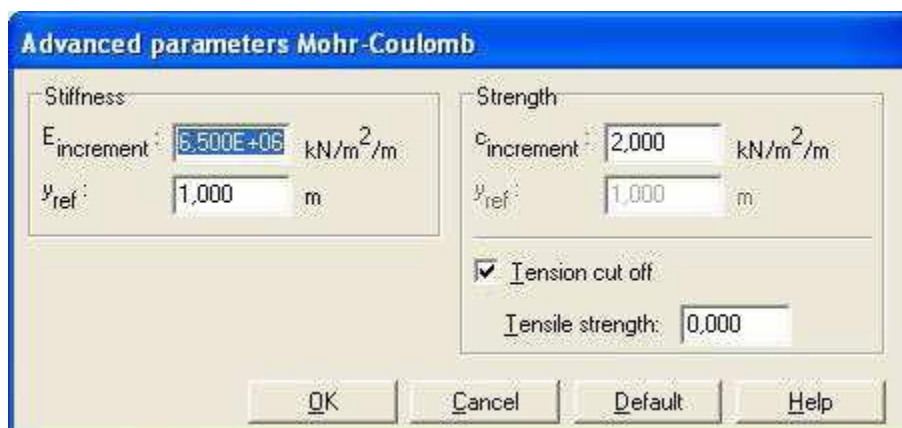


Figure III.10 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

III.3.6 Modèle de sol avec écouissage (*Hardening Soil Model, HSM*)

Le modèle *HSM* est un modèle élastoplastique avec écouissage isotrope dépendant de la déformation plastique déviatorique (écouissage en cisaillement) et de la déformation volumique (écouissage en compression). Ce modèle décrit relativement bien le comportement des sables, des graves, mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons.

Le modèle *HSM* a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contraintes-déformation ne sont pas des droites.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes efforts déformations avant d'atteindre la plasticité.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort- déformation.

a. Les paramètres du *HSM*

Les paramètres du *HSM* sont représentés sur la figure (III.11) :

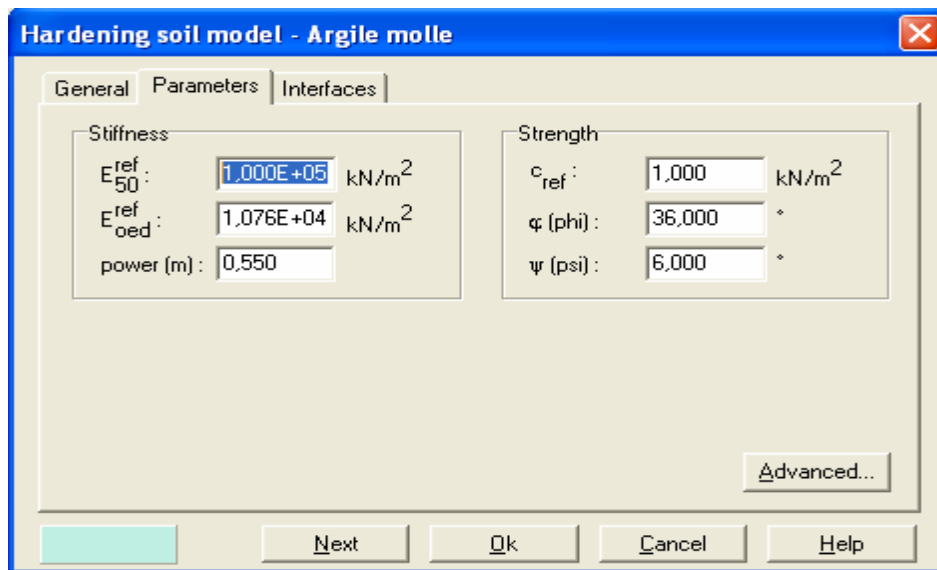


Figure III.11 : Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

c : Cohésion (effective) ; [kN/m²]

φ : Angle de frottement effectif ; [°]

ψ : Angle de dilatance. [°]

Paramètres de rigidité:

E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial ; [kN/m²]

E_{oed}^{ref} : Module tangent dans un essai œnométrique ; [kN/m²]

m : Puissance (environ 0,58 pour les sables) [-]

Janbu (1963) rapporte des valeurs de m autour de 0.5 pour les sables et les silts norvégiens, Von Soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la gamme $0,5 < m < 1,0$.

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref} : Module en décharge (par défaut E_{ur}^{ref} 3 à $4E_{50}^{ref}$)	[kN/m ²]
ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $\nu_{ur}=0,2$)	[-]
p^{ref} : Contraintes de référence (par défaut $p^{ref}=100$)	[kN/m ²]
K_0^{nc} : K_0 -consolidation (par défaut $K_0^{nc}=1-\sin\phi$)	[-]
$c_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment}=0$)	[kN/m ²]
y_{ref} : Unité de profondeur	[m]
R_f : Coefficient à la rupture q_f / q_a (par défaut $R_f=0,9$)	[-]
σ : Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension}=0$)	[kN/m ²]

Les paramètres avancés sont représentés sur la figure (III.12) :

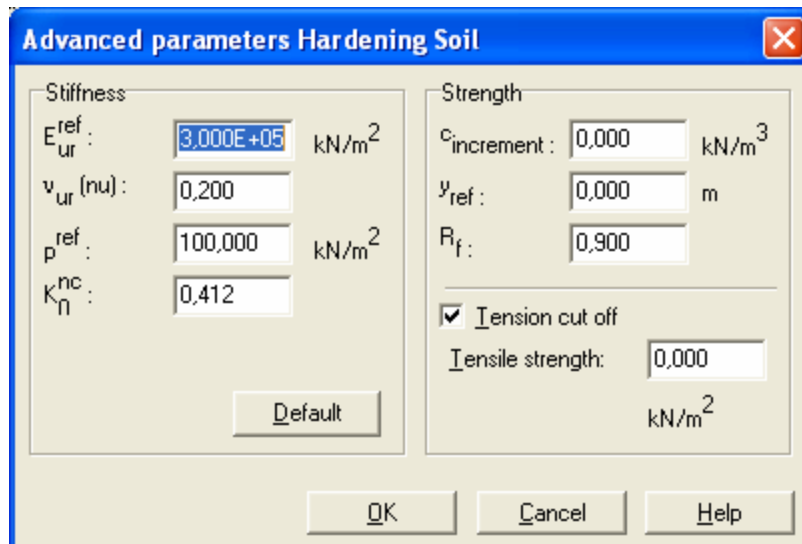


Figure III.12 : Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.

b. Courbes effort-déformation :

Une idée fondamentale pour la formulation du *HSM* est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale, ϵ_1 , et l'effort deviatoric, q , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxial drainer standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$-\epsilon \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} \quad \text{pour} \quad q < q_f \quad (III.7)$$

Avec : $q_f = (c \cot(\phi - \sigma_3') \frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi})$ et $q = q_f / R_f$

q_f : Valeur asymptotique de la résistance au cisaillement. Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

c. Les modules :

Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = k_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec} \quad p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{III.8})$$

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = k_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad (\text{III.9})$$

La figure (III.13) redonne ces définitions :

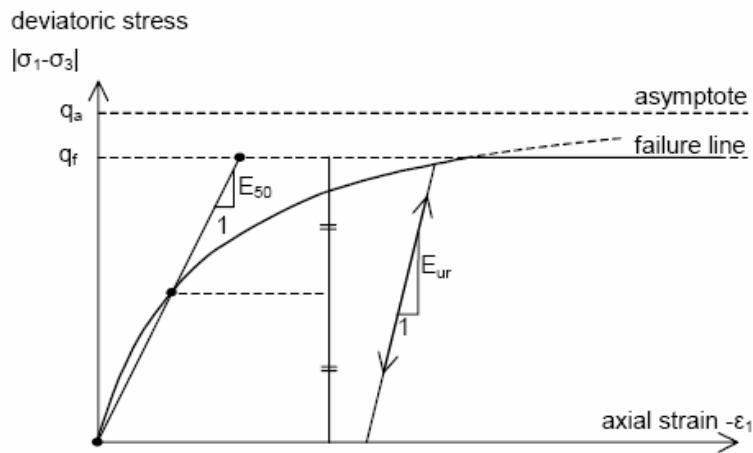
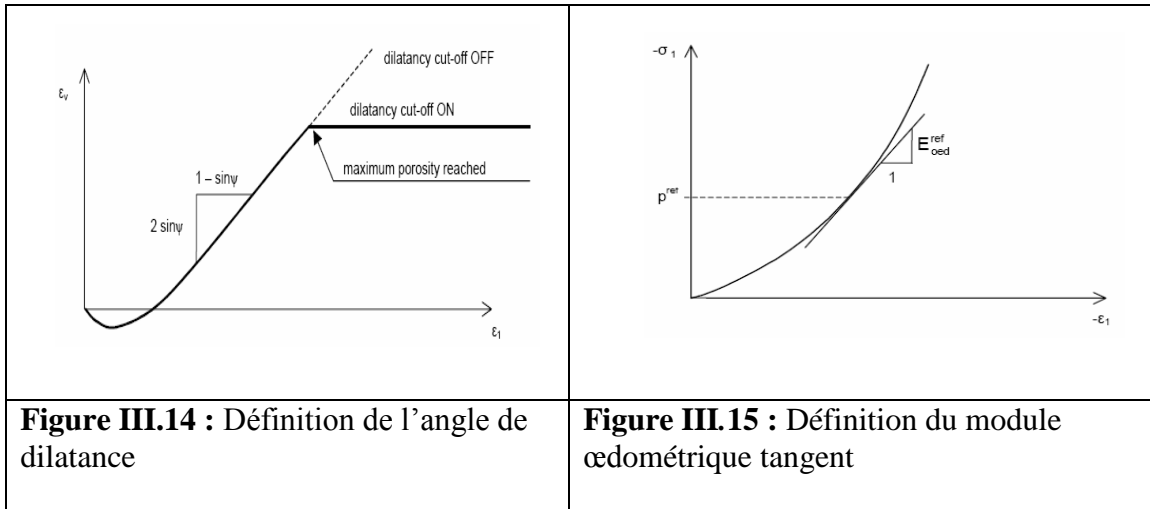


Figure III.13 : Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.

Le module oedométrique tangent est donné par :

$$E_{oed} = k_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1'}{p^{ref}} \right)^m \quad (\text{III.10})$$

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la figure (III.14) et celle de la dilataance (éventuellement) sur la figure (III.15).

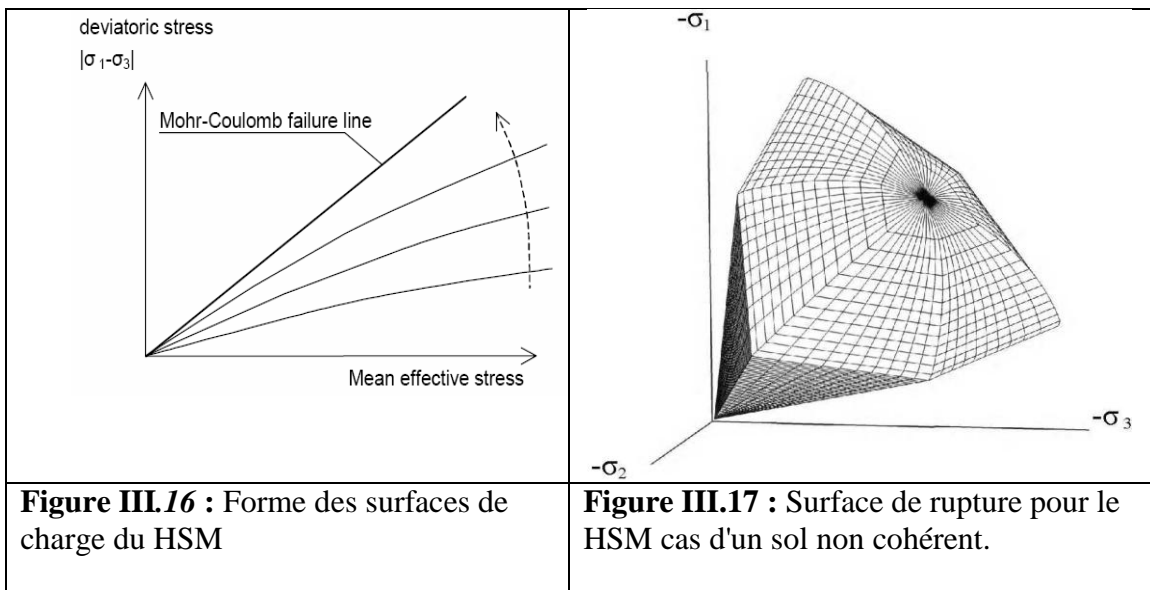


d. Surface de charge :

En fonction du paramètre d'écroutissage, on obtient alors dans le plan $q-p$ la forme des surfaces de charge (figure (III.16)).

e. Surface de rupture :

La surface de rupture est présentée sur la figure (III.17) pour un sol non cohérent.



III.3.7 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model, SSM)

Ce modèle (*SSM*) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al... L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

a. Les paramètres de compressibilité

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et κ .

Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique).

On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau (III.1). Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées sur le tableau(III.1) :

Relation avec l'indice des vides	$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$ (III.11)	$k^* = \frac{k}{1+e}$ (III.14)
Relation avec les paramètres « Hollondais »	$\lambda^* = \frac{\lambda}{c_p}$ (III.12)	$k^* \approx \frac{1-v_{ur} 3}{1-v_{ur} c_p}$ (III.15)
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	$\lambda^* = \frac{c_c}{2.3(1+e)}$ (III.13)	$k^* \approx 1.3 \frac{1-v_{ur} c_s}{1-v_{ur} 1+e}$ (III.16)

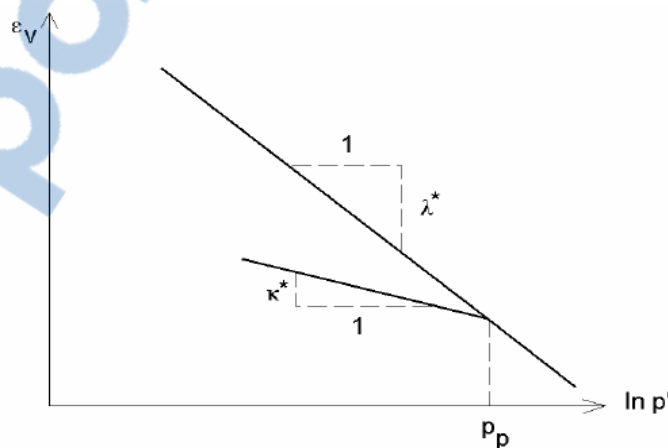


Figure III.18 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

b. Cohésion

Une cohésion effective peut être introduite dans le SSM. Elle peut être nulle.

c. Paramètre de frottement

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement.

d. Paramètre de dilatance

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible.

e. Paramètre de contrainte K_0

Le paramètre M est calculé à partir de K_0 par la formule ci-dessous :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1-k_0^{NC})^2}{(1+2k_0^{NC})^2} + \frac{(1-k_0^{NC})}{(1+2k_0^{NC})} \frac{(1-2v_{ur})(\lambda^*/k^*-1)}{(1+2v_{ur})\lambda^*/k^* - (1-k_0^{NC})(1+v_{ur})}} \quad (\text{III.17})$$

$$M \approx 3.0 - 2.8k_0^{NC}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'érouissage dans le plan $p-q$.

f. Coefficient de Poisson

Dans les modèle Cam-clay et dérivés (dont le *SSM*), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales.

Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 (i.e. $v/(1-v)$) mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{v_{ur}}{1-v_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (\text{III.18})$$

Dans *PLAXIS* la valeur par défaut de v_{ur} est de 0,15.

Remarques

- Le *SSM* n'est pas valable pour des interfaces : il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb.
- Le *SSM* ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de c et ϕ .

g Les surfaces de charges

La figure (III.19) fournit, dans le plan $p-q$ une représentation des surfaces de charges et de la surface de plasticité. Les surfaces de charge sont des ellipses avec écoulement associé (incrément de déformation normal à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilatance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant).

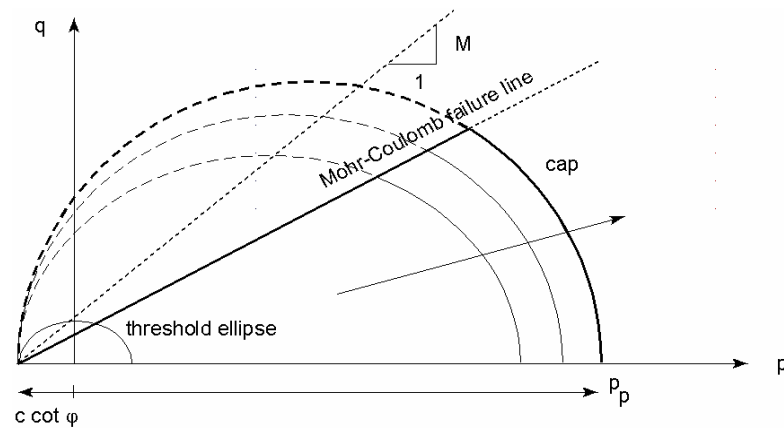


Figure III.19 : Surfaces de charge elliptiques.

h. Prise en compte de la sur consolidation

PLAXIS calcule la pression de pré consolidation p_c à partir des données. Si un matériau est sur consolidé, il est possible de prendre en compte le degré de sur consolidation (OCR) ou le poids des terres de reconsolidation (POP (*Pre Overburden Pressure*)).

i. En résumé

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

- λ^* : Indice de compression ; [-]
- k^* : Indice de gonflement ; [-]
- c : Cohésion ; [kN/m²]
- φ : Angle de frottement ; [°]
- ψ : Angle de dilatance ; [°]
- Par défaut, les paramètres avancés sont :
- ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge-décharge (par défaut = 0,15) ; [-]
- K_0^{NC} : $\sigma'_{xx}/\sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M ; [-]
- M : Paramètre en fonction de K_0^{NC} [-]

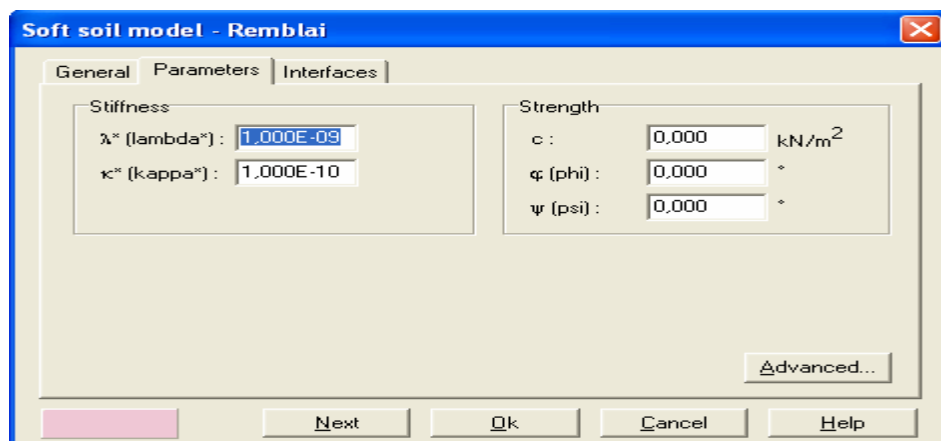


Figure III.20 : Fenêtre des paramètres du SSM.

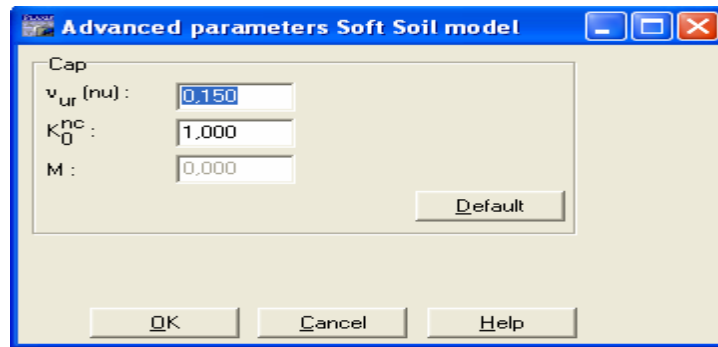


Figure III.21 : Fenêtre des paramètres avancés du SSM.

III.3.8 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (*Soft Soil Creep Model, SSCM*)

Le *SSCM* permet de prendre en compte l'écroutissage des argiles molles mais pas la Consolidation secondaire : celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œnométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_α . Elle génère ce qui est appelé la quasi pré consolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure (III.22) résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

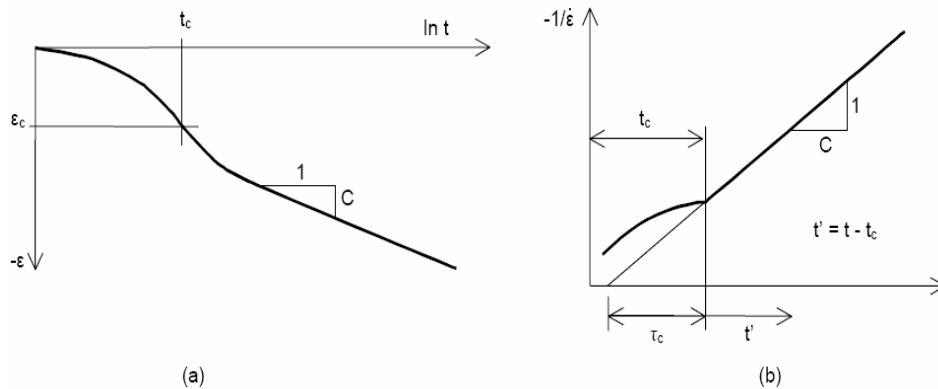


Figure III.22 : Effet du temps sur les essais œnométriques.

Le *Soft Soil Creep Model* élargit ces résultats dans le plan $p-q$ (figure (III.23)) en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

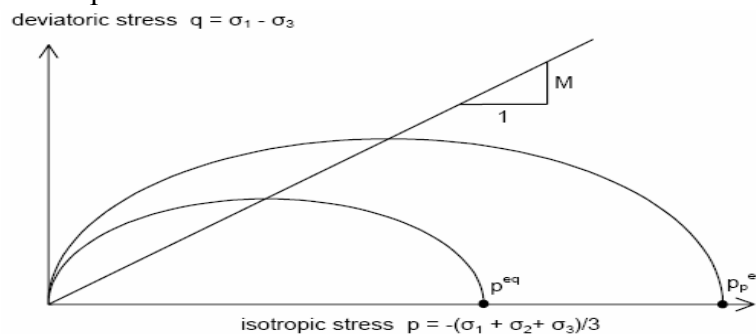


Figure III.23 : Diagramme des cercles peq dans le plan p-q.

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \quad (III.20)$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1+2k_0^{NC}}{3} + \frac{3(1-K_0^{NC})^2}{M^2(1+2K_0^{NC})} \right]$$

Les paramètres du SSCM

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu^* = \frac{c_{\alpha e}}{2,3(1+e)} \quad (III.21)$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

c : Cohésion ; [kN/m²]

φ : Angle de frottement ; [°]

ψ : Angle de dilatance ; [°]

Paramètre de consolidation :

λ^* : Indice de compression ; [-]

k^* : Indice de gonflement ; [-]

μ^* : Indice de fluage ; [-]

Les paramètres avancés :

ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge-décharge (par défaut = 0,15)

k_0^{NC} : $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ Coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé ; [-]

M : Pente de la ligne de l'état critique ; [-]

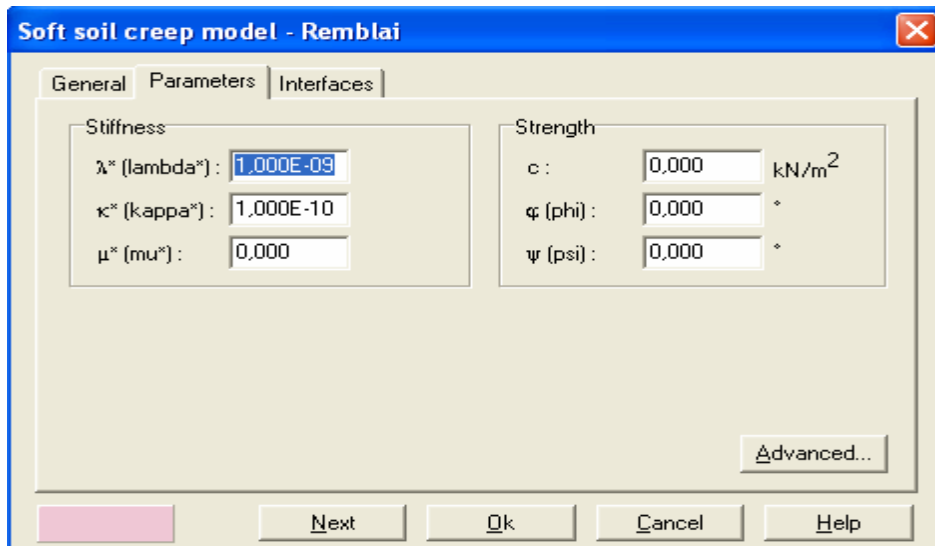


Figure III.24 : Fenêtre des paramètres du SSCM.

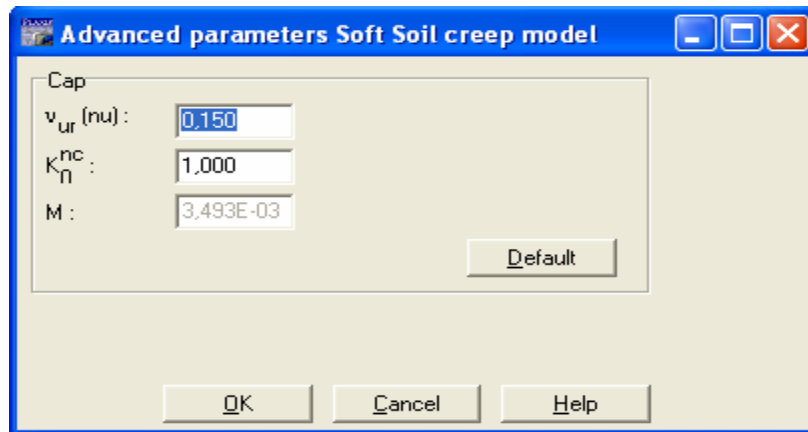


Figure III.25 : Fenêtre des paramètres avancés du SSCM.

III.4 L'utilisation de PLAXIS

L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Imput, Calculations, Output, Curves) :

III.4.1 Le programme d'entrée de données (Imput)

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle Géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

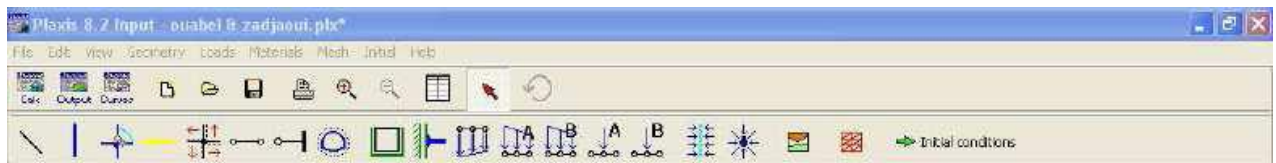


Figure III.26 : Le programme d'entrée de données (Input)

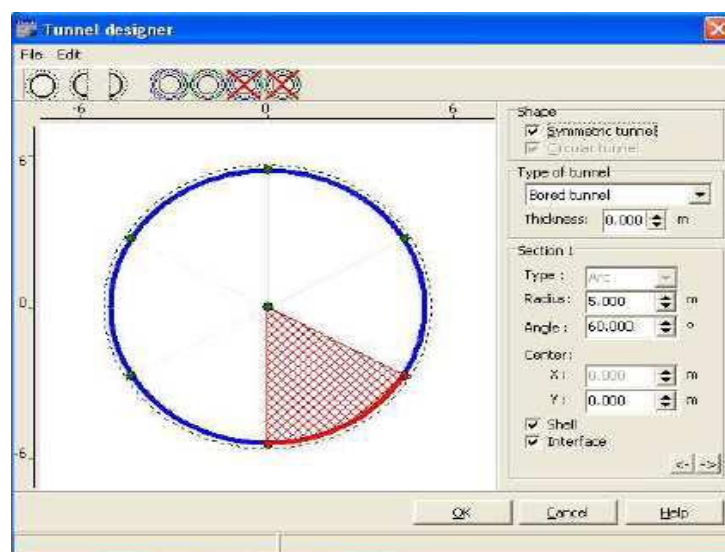


Figure III.27 : Caractéristique du tunnel

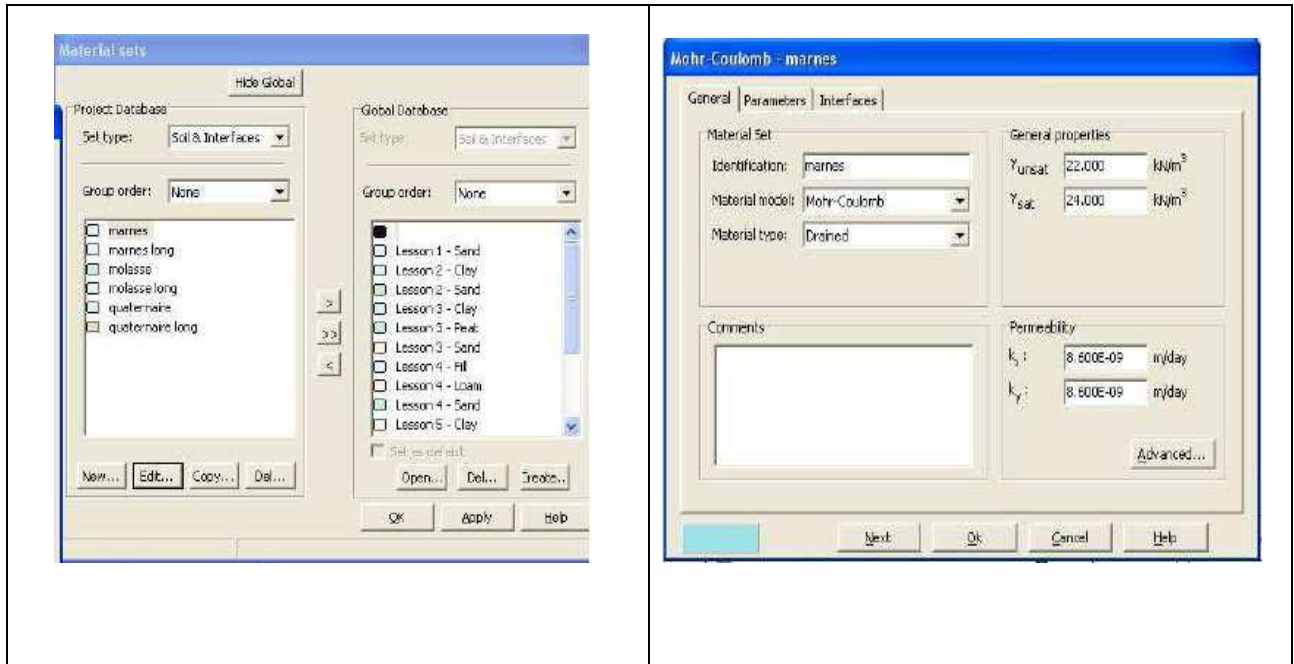


Figure III.28 : Caractéristique géotechnique de sol

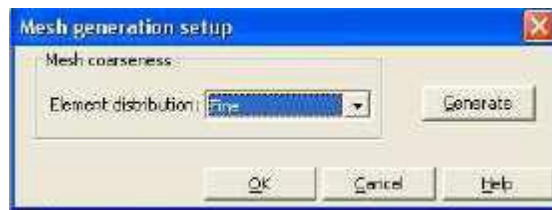


Figure III.29. : Maillage



Figure III 30 : Calcul hydraulique

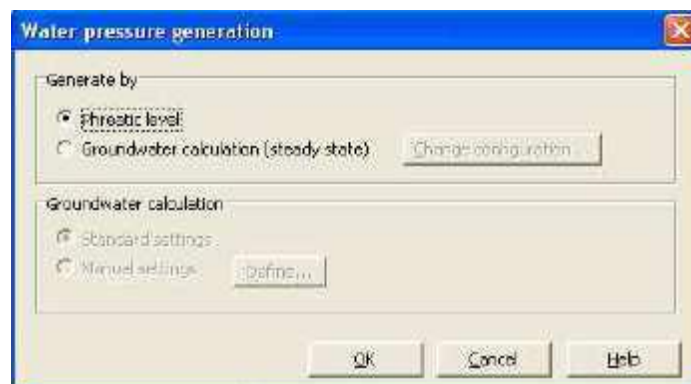


Figure III.31 : Génération d'eau



Figure III.32 : Génération des contraintes

III.4.2 Le programme de calcul (Calculations)

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

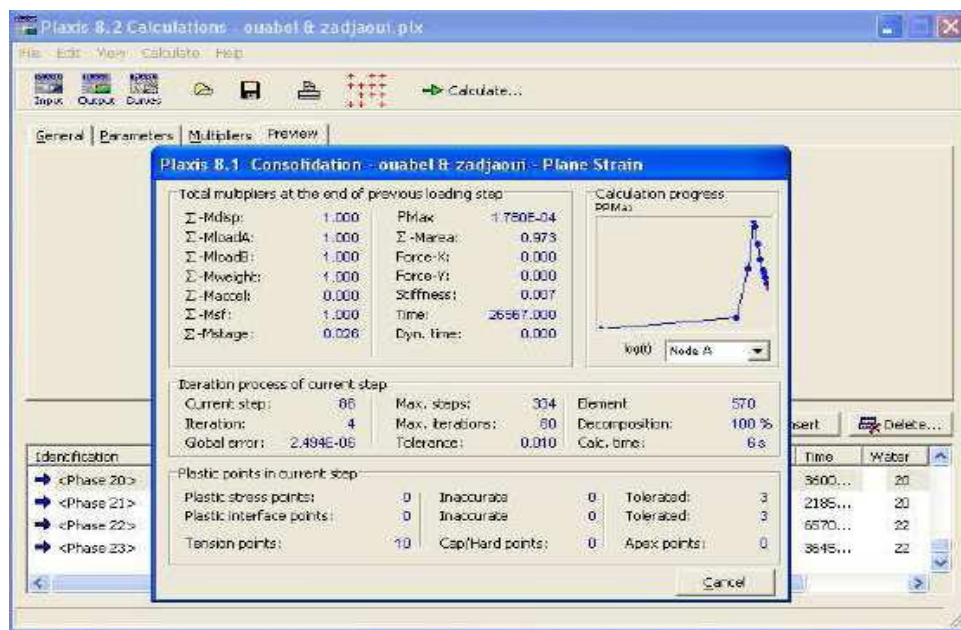


Figure III.33 : Le programme de calcul (Calculations)

III.4.3 Le programme de résultats (Output)

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

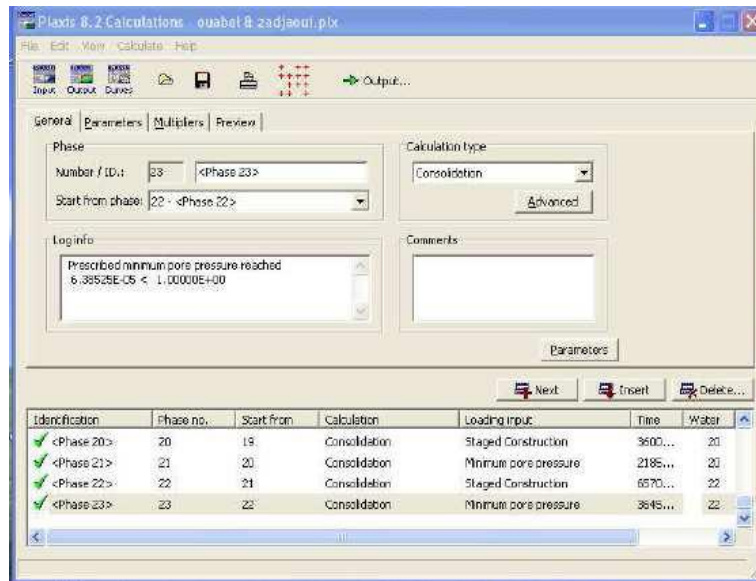


Figure III.34 : Le programme de résultats (Output)

III.4.4 Le programme courbe (Curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformation

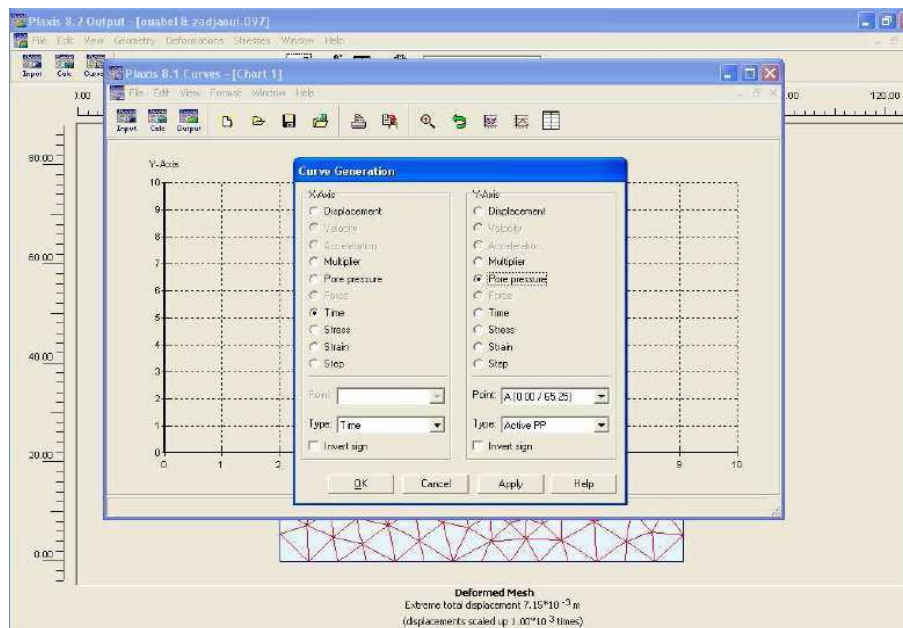


Figure III.35 : Les programmes courbes (Curves)

III.5 Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans *PLAXIS* montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans *PLAXIS* n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul « manuel » pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leur expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins « courant » est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ?

La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel.

CHAPITRE IV : MODELISATION NUMERIQUE D'UN TUNNEL SOUS OUED EL HARRACH

IV.1 Introduction

L'objectif de notre travail dans ce chapitre est la modélisation numérique d'un tronçon de tunnel sous Oued EL HARRACH en utilisant la technique à ciel ouvert à cet effet, nous avons utilisé le logiciel **PLAXIS8.2**

Le projet métro d'Alger comprend dans sa ligne 1 – Lot1: TAFOURAH- HAI EL BADR l'extension B : HAI EL BADR- EL HARRACH totalisant 4 Km de tunnels et 4 stations et dont la quelle se trouve le passage sous l'oued objet de la présente étude.

Le plan de l'extension B est illustré dans le chapitre I (page 14) .

Deux stations de métro sont en phase de réalisation aux alentours d'El Harrach : il s'agit de la station El Harrach Gare et de la station El Harrach Centre.

Cette section de calcul a été choisie dans le tronçon sous oued el Harrach (est situé entre le PK 3+630.000 au PK 3+696.700, il fait part de la liaison entre les deux stations citées plus haut, il est limité à l'Ouest par le tunnel souterrain (en mine), et à l'Est par le puits de ventilation n° = 3 tout en passant sous l'oued El Harrach sur une largeur de 25 m environ.

L'implantation de l'ouvrage est montrée dans le chapitre I.

IV.2 Caractéristiques des matériaux (Annexe A).

IV.3 Méthode de construction a ciel ouvert

Lorsque l'on construit à ciel ouvert, deux possibilités se présentent : on peut soit envisager de construire l'ouvrage à l'aide de la méthode des tranchées ouverte (tout l'ouvrage est à l'air libre jusqu'à l'édification de la superstructure, la dalle de toiture est alors en un seul tenant), soit en utilisant celle en tranchée couverte (on réalise la dalle de toiture à l'air libre, souvent en plusieurs tenants). (*Chebbine et Kismoune ,2011*)

IV. 3.1 Tranchée ouverte

Les tranchées sont réalisées soit avec talus dont la pente dépend du terrain, soit avec soutènement par parois verticales. Les mauvais terrains, nécessitent de prendre des dispositions particulières adaptées à chaque site. Si les pentes de talus sont trop faibles, il faut s'accommoder de l'emprise disponible. Il est possible d'augmenter ces pentes par des techniques particulières : revêtement en plaques de béton supportées par une poutre en béton armé en partie inférieure, stabilisation par liants hydrauliques ou abandonner cette option pour remplacer les talus par des parois verticales en prévoyant un soutènement. Bien qu'elle soit la moins coûteuse et la plus simple à réaliser, cette technique n'a pas sa place dans une ville moderne (à grande circulation). Néanmoins elle reste applicable pour construire à moindre coût hors zone urbaine, là où la géologie le permet. (*Chebbine et Kismoune ,2011*)

IV.3.2 Tranchées couvertes

Cette méthode est venue pour compenser les inconvénients de la précédente. Après avoir dévié les égouts, les câbles et les canalisations des services publics situés dans les limites de l'ouvrage, on construit successivement les piédroits 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 (Chebbine et Kismoune ,2011)

IV.3.3. Types de structures

Les principaux profils rencontrés sont les suivants :

- PIPO (Portique simple), POD (Portique ouvert double)
- PICF (Cadre fermé)
- Portique avec dalle encastrée sur piédroits
- Murs porteurs et dalle de couverture
- Portique avec radier en appui simple ou encastré sur piédroits.

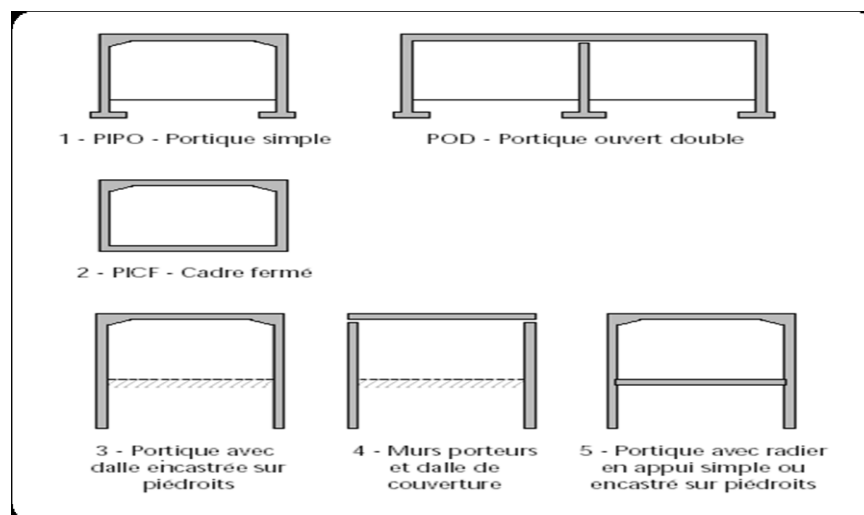


Figure IV. 1 : Type de structures. (Chebbine et Kismoune ,2011)

IV.3.4 Les types de fouilles

En termes d'organisation de travaux, le problème consiste à déterminer le volume de terre à excaver. Ce volume dépend de la forme du terrassement. Or ce terrassement dépend de l'environnement dans lequel il est effectué afin de garantir la stabilité du sol durant les travaux. La connaissance du volume de terre à excaver nécessite donc d'étudier et de connaître les conditions de terrassements. (Chebbine et Kismoune ,2011)

IV.3.4.1. Fouille talutée ouverte

Le déblaiement est effectué directement dans le sol en respectant le talus naturel. L'inclinaison du talus dépend de la nature du sol. Un sol rocheux accepte une inclinaison plus forte qu'un sol sableux. (Chebbine et Kismoune ,2011)

IV.3.4.2 Fouille blindée couverte

IV.3.4.3 Paroi moulée

Il s'agit de réaliser une tranchée profonde sans blindage de ses parois, grâce à l'utilisation d'une boue de forage permettant de les stabiliser. Cette tranchée est ensuite remplie de béton coulé sous la boue à l'aide d'une goulotte. On opère généralement par panneaux juxtaposés : primaires un sur deux, secondaires en intermédiaire, on obtient ainsi un mur souterrain continu. (Chebbine et Kismoune ,2011)

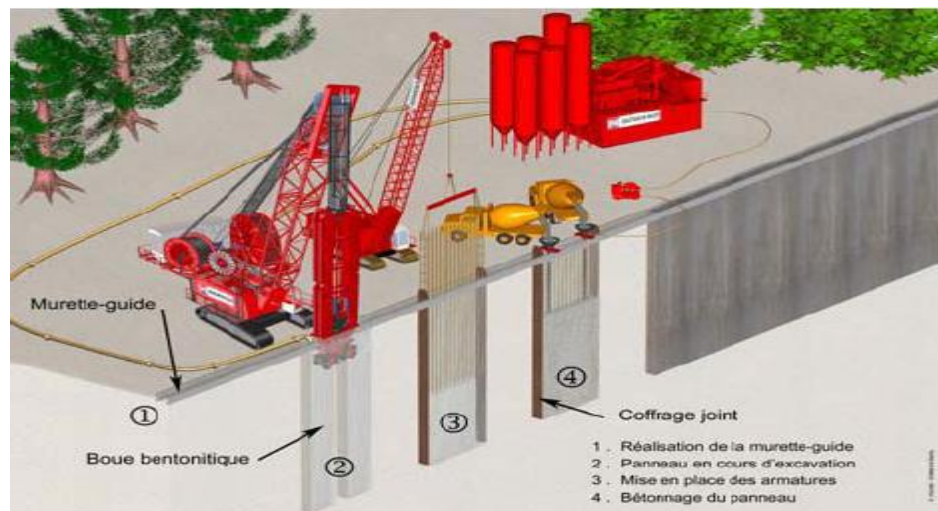


Figure IV.2 : Réalisation des parois moulées. (Chebbine et Kismoune ,2011)

IV.3.4.4 Parois préfabriquées

Les avantages de la préfabrication ont été mis à profit dans cette technologie qui dérive de celle des parois moulées.

Les phases de construction d'une paroi préfabriquée sont alors :

- Réalisation des murettes guides : elles doivent permettre une mise en place précise des éléments préfabriqués.
- Perforation avec les mêmes matériels que ceux utilisés pour des parois moulées classiques.

La perforation se fait avec une boue bentonitique qui est ensuite remplacée par un coulis à base de ciment. (Chebbine et Kismoune ,2011)

IV.3.4.5 Parois berlinoises

Cette technique de réalisation de soutènement consiste à mettre en place dans le terrain des profilés verticaux généralement métalliques espacés de 2 à 4 mètres les uns des autres puis à terrasser en blindant au fur et à mesure le parement de la fouille au moyen de plaques s'appuyant sur ces profilés.

Le blindage est constitué de planches en madriers, de dalles en béton ou de béton projeté.

Les conditions d'emploi de la méthode sont :

- Pas d'eau ou peu d'eau et sol stable aux écoulements,
- Terrain non bouillant. (Chebbine et Kismoune ,2011)

IV.3.4.6 Parois à grande inertie

Dans certains cas, notamment lorsque la paroi moulée joue le rôle de mur de soutènement, il peut être intéressant d'augmenter son inertie. Pour cela on peut augmenter son épaisseur mais une méthode plus efficace et plus économique sera de donner au panneau une forme en T (Figure IV.3). On obtient ainsi des parois à grande inertie.

La mise en place des armatures et le bétonnage poseront naturellement quelques problèmes supplémentaires qui sont toutefois bien résolus. Actuellement la construction de ce type de paroi est courante. (Chebbine et Kismoune, 2011)

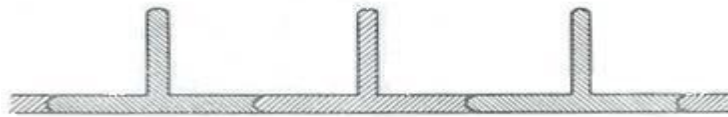


Figure IV.3 : Paroi moulée à grande inertie. (Chebbine et Kismoune, 2011)

La mise en place des armatures et le bétonnage poseront naturellement quelques problèmes supplémentaires qui sont toutefois bien résolus. Actuellement la construction de ce type de paroi est courante.

IV.3.5 Rideaux de palplanches

A l'origine, les palplanches étaient réalisées en bois, il s'agissait de pieux faits de planches qu'on enfonçait en terre. La technique des écrans de soutènement consistant à opposer à la poussée des terres des éléments de structure fichés dans le sol et résistants à la flexion, dans un premier temps fait appel à des pieux en bois juxtaposés les uns aux autres de façon à constituer un écran continu.

Cette technique était en particulier utilisée pour la réalisation de batardeaux en rivière, ces derniers étant constitués de deux rideaux de pieux entre lesquels on disposerait un remblai d'argile. La fonction d'étanchéité du batardeau était ainsi assurée par le noyau d'argile, tandis que les rideaux de pieux permettaient de maintenir le confinement de ce noyau. Ces premiers batardeaux, utilisant des pieux plus ou moins bien équarris, devaient présenter une forte sensibilité à l'érosion, l'eau pouvant s'infiltrer entre les pieux et entraîner le sol.

L'évolution naturelle de cette technique a donc consisté à sophistiquer les joints entre les éléments successifs du soutènement.

Aujourd'hui, les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Ces rideaux sont autostables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au delà ils doivent être ancrés ou butonnés. (Chebbine et Kismoune, 2011)

IV.3.5.1 Avantages et inconvénient

- manutention, transport et mise en place aisés ;
- robuste et susceptible au réemploi ; adéquates pour des travaux en sites fluviaux et lacustre ;

Avec tous les avantages que présente la palplanche, néanmoins elle a quelques inconvénients surtout opératoires (en exécution).

- Nuisances sonores, plus importantes avec les techniques de battage qu'avec celles de fonçage,
- Nuisances liées aux vibrations transmises par le sol, variables selon les sites. Il est recommandé de respecter une distance de 3 mètres entre le rideau à battre et les façades des immeubles.
- mise en place impossible en présence de blocs erratiques ou de rocher ;
- longueur limitée (20 à 30m) ;
- inesthétique si elle est permanente (corrosion). (*Chebbine et Kismoune ,2011*)

IV.3.5.2 Mise en œuvre des palplanches

a. Mise en fiche

Durant cette opération, les palplanches sont maintenues pendant le fonçage par les installations de guidage constitué par des moisages, dans le cas de rideaux plans, ou par des gabarits dans le cas de rideaux circulaires.

Le fonçage doit être conduit avec précaution, pour éviter les déviations et utiliser convenablement l'autoguidage des joints. A cet effet, il est recommandé, dans le cas des cellules circulaires en palplanches plates, de les fermer complètement avant de commencer le battage. (*Chebbine et Kismoune ,2011*)

b. Battage et surbattage

Cette opération consiste à enfoncer les palplanches, jusqu'à atteindre la cote définitive, à l'aide de moyens de battage puissants et mieux adaptés, utilisable lorsque les palplanches ont une résistance convenable pour en subir les effets sans risque de déviation.

c. Arrachage

L'arrachage est obtenu par l'effet conjugué d'un effort permanent de traction sur la palplanche ou la paire de palplanches, et d'une vibration ou d'un battage de bas en haut, qui peuvent être produits :

- Soit par un trépideur retourné
- Soit par un arracheur, appareil spécialement conçu à cet effet fonctionnant à la vapeur, à l'air comprimé, ou diesel, les plus gros étant capable d'énergie de frappe de plus de 10KJ.
- Soit par un vibreur électrique ou hydraulique.

Cette opération nécessite des engins de levage suffisamment puissants pour assurer la traction utile sous crochet, qui doit être généralement de 2 à 4 fois le poids de l'arracheur et de la palplanche, ce qui peut conduire à des efforts de l'ordre de 200 à 250 KN. (*Chebbine et Kismoune ,2011*)

IV.4 Différentes phases et procédures d'excavation de notre tronçon

IV.4.1 Introduction

En ville, les constructions modernes impliquent souvent des fouilles profondes et vastes. Celles-ci sont nécessaires à l'exécution des travaux souterrains tels les voies de communication, les tunnels routiers ou les galeries de métro construits à ciel ouvert. Les fondations et les ouvrages souterrains ont en commun le fait que leur comportement dépend essentiellement de celui du terrain encaissant l'ouvrage, et aussi du mécanisme d'interaction entre le terrain et la construction.

Le choix de la méthode de terrassement se fonde essentiellement sur la nécessité ou non de maintenir, en site urbain, le niveau de la nappe, les possibilités de circulation de surface. Selon les cas le terrassement peut se faire :

- A ciel ouvert entre les deux parois de soutènement préalablement réalisées,
- En souterrain après avoir réalisé d'abord les piédroits puis la dalle de couverture. (Omrani K et BOUTRIA H, 2012)

IV.4.2. PHASE I : Déviation de l'Oued et mise en place du soutènement provisoire

Du fait qu'on ne pourra jamais interrompre l'écoulement de l'Oued, la déviation de ce dernier étant la seule solution à adoptée pour avoir l'espace nécessaire pour le démarrage des travaux, ceci est assuré par le remblayage de la moitié de la largeur de l'Oued. Dans ce cas, la construction du tunnel se fait par deux moitiés successives « Section I » ensuite « Section II » de façon à permettre le maintien permanent de l'écoulement de l'Oued sur un côté, puis sur l'autre. La diminution de la largeur de l'Oued augmentera le niveau de l'eau à l'intérieur, ce qui conduit à l'utilisation d'un rideau de palplanches comme soutènement provisoire. Les palplanches sont enfoncées à l'aide du **Vibro-enfonceur** jusqu'à la profondeur voulue (Omrani K et BOUTRIA H, 2012)

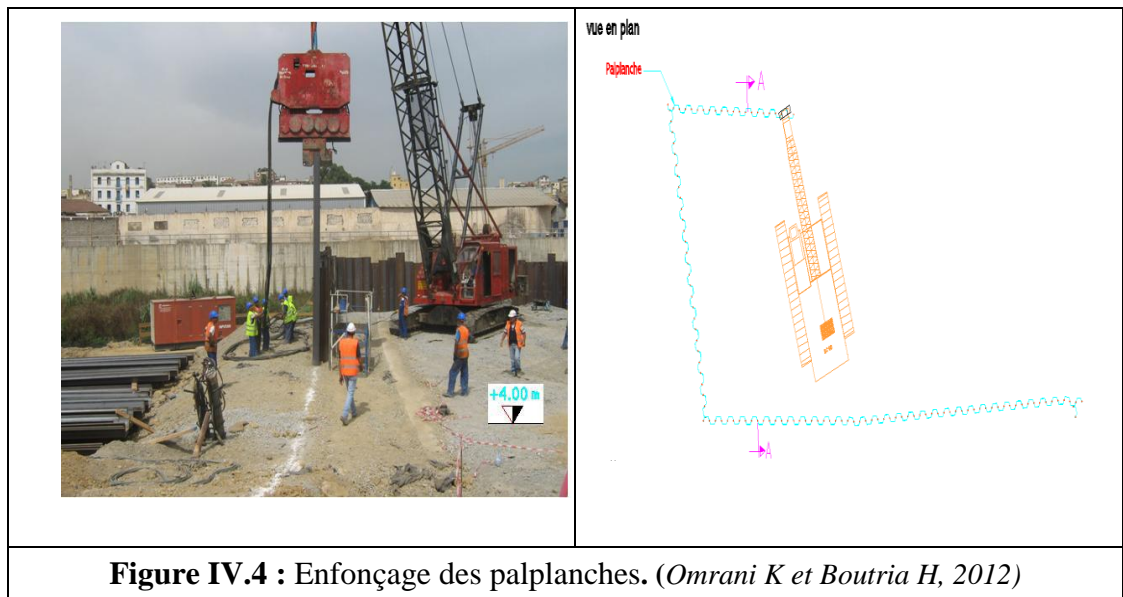


Figure IV.4 : Enfonçage des palplanches. (Omrani K et Boutria H, 2012)

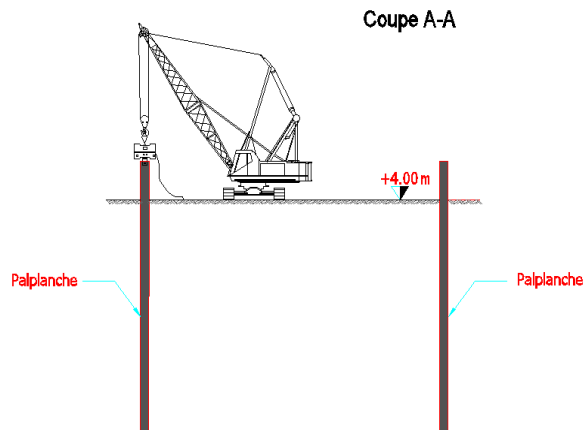
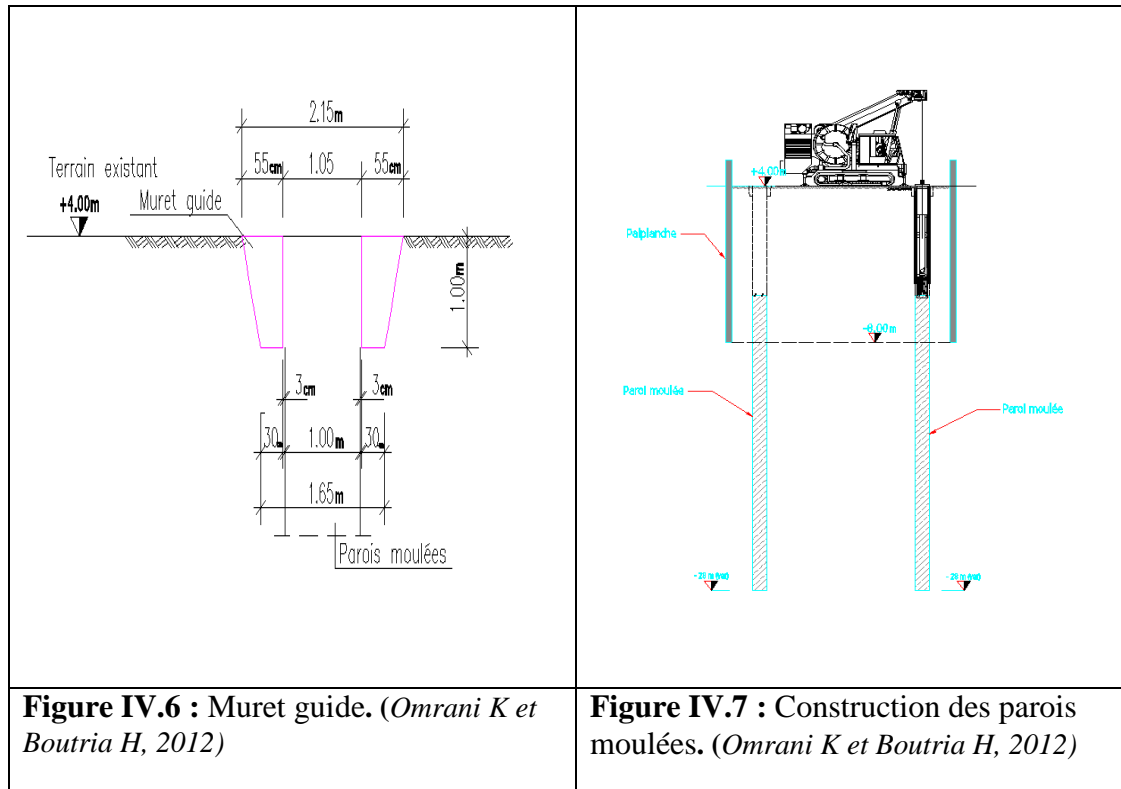


Figure IV.5 : Mise en place des palplanches. (Omrani K et Boutria H, 2012)

V.4.3 PHASE II :

V.4.3.1. Réalisation des deux murs de parois moulées - Section I

A l'intérieur du rideau de palplanches on construit les deux murs de parois moulées de 1m de largeur protégés par une "murette" guide de 1 m de hauteur qui garantit le nivellement de la paroi, assure la stabilité des terres en surface et sert de guide à l'outil de perforation.



La construction des parois moulées se fait par panneaux juxtaposés, en alternant panneau primaire et secondaire (panneau primaire perforé en terrain vierge, panneau secondaire perforé entre deux Panneaux primaires déjà perforés).

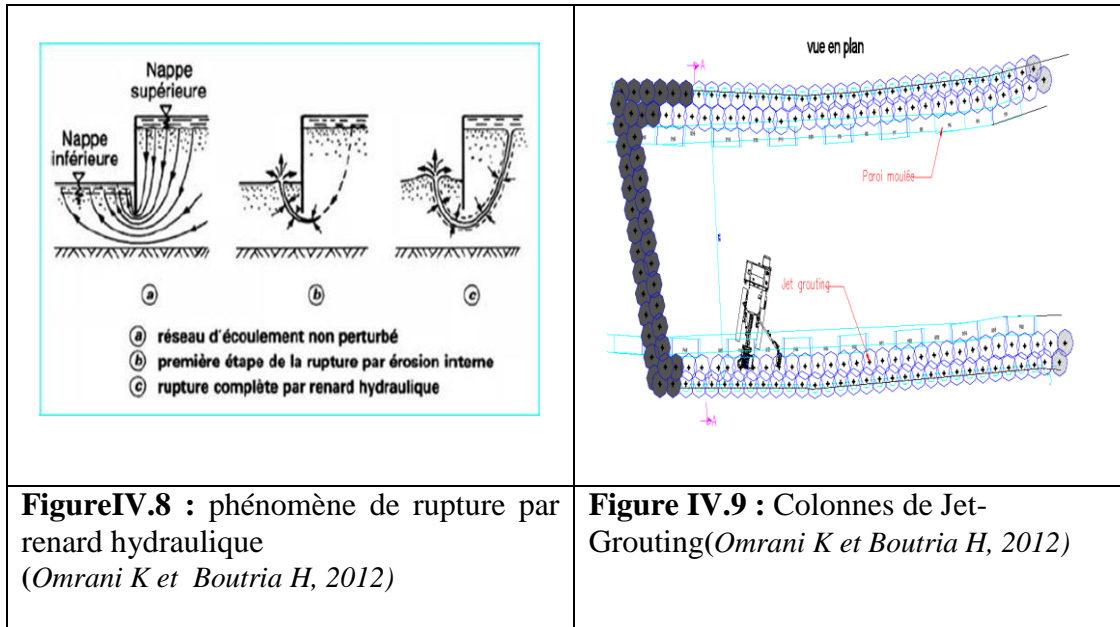
IV.4.3.2 Injection rigides et consolidation du terrain par la technique du Jet-Grouting :

L'excavation du remblai « Section I » entre les palplanches déjà installées crée une dénivellation de nappe de part et d'autre du rideau de palplanches, ce qui peut provoquer le phénomène du « Renard ». (Chebbine et Kismoune, 2011)

❖ Phénomène du Renard Hydraulique

Lorsqu'il existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de l'ouvrage de soutènement (Rideau de palplanches) il peut y avoir écoulement d'eau sous le pied de la palplanche. L'eau s'écoule d'une nappe à l'autre sous la palplanche et, si le gradient est trop élevé, il y a entraînement de particules de sol et érosion à la partie aval où se forme un petit chenal. Ce dernier provoque une augmentation du gradient hydraulique et d'autres entraînements de particules accélérant le phénomène cet entraînement de grains fins diminue la densité du terrain, augmente sa perméabilité.

De plus, l'écoulement de l'eau augmente les contraintes effectives à droite du rideau donc accroît la poussée, diminue les contraintes effectives à gauche donc réduit la butée. Il y a là un effet doublement défavorable sur la stabilité du rideau. On peut ainsi arriver à l'entraînement d'un assez large volume de sol conduisant à la rupture de la fondation par érosion interne. C'est le phénomène de renard hydraulique. (Omrani K et Boutria H, 2012)



Alors, pour faire face à ce phénomène et limiter le gradient hydraulique, la réalisation des colonnes de **Jet Grouting** entre le pied de la palplanche et la paroi moulée est indispensable. Ces colonnes de sol – ciment sont de formes cylindriques de 1.5m de diamètre

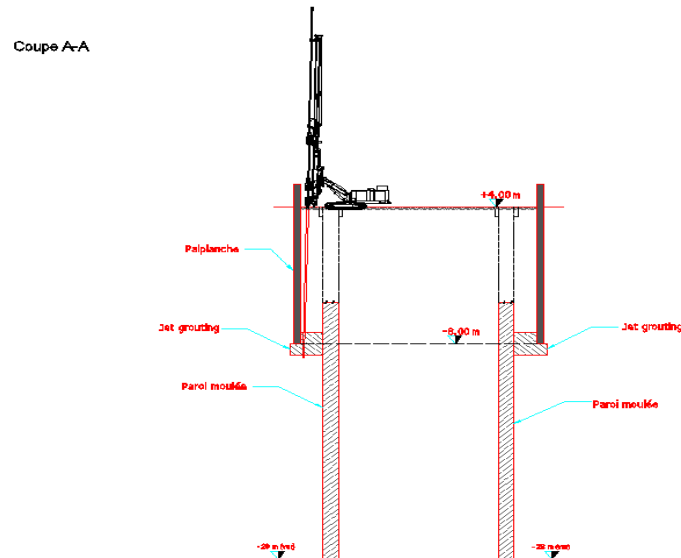


Figure IV.10 : Injection rigide – Jet Grouting (Omrani K et Boutria H, 2012)

Après exécution des parois et durcissement des colonnes de « Jet-Grouting » l'excavation peut démarrer en toute sécurité, la tranchée est excavée par paliers successifs (figure IV-11). Pour assurer la stabilité du rideau de palplanches en phase transitoire, on met en place des butons transversaux répartis en deux niveaux selon la profondeur de la fouille (figure IV-12).

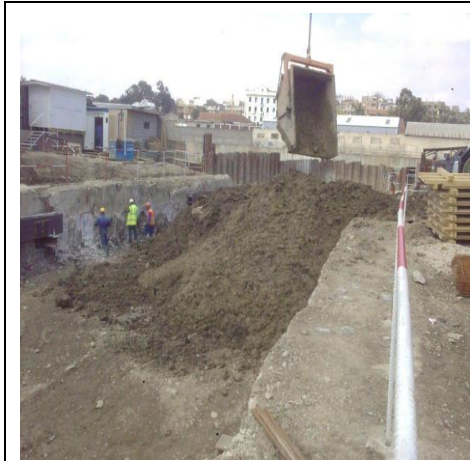


Figure IV.11 : Excavation du remblai « Section I » (Omrani K et BOUTRIA H, 2012)

Figure IV.12: Étayage des palplanches (Omrani K et BOUTRIA H, 2012)

L'excavation compte les étapes suivantes :

- 1) Excavation de 2m de sol
- 2) Mise en place du 1^{er} buton à 1m du plafond du fouille
- 3) Excavation de 3.5m de sol
- 4) Mise en place du 2^{ème} buton à 4.5m du plafond de fouille
- 5) Excavation de 2.8m de sol
- 6) Bétonnage de la dalle de couverture

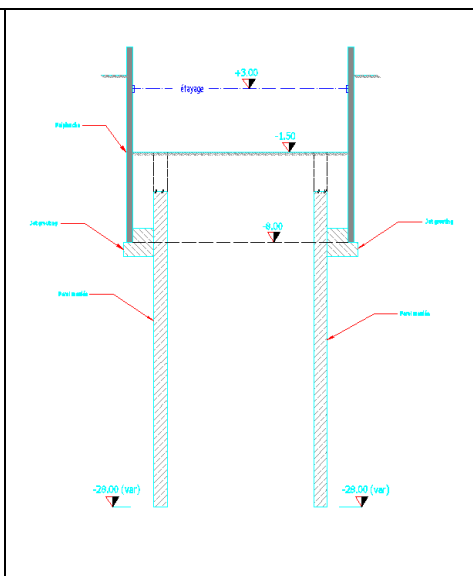
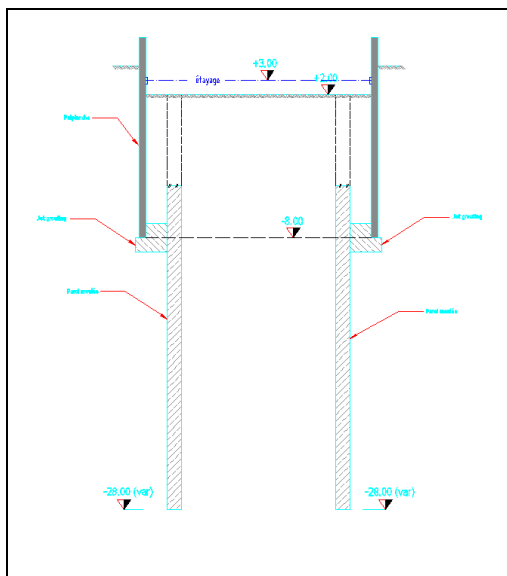
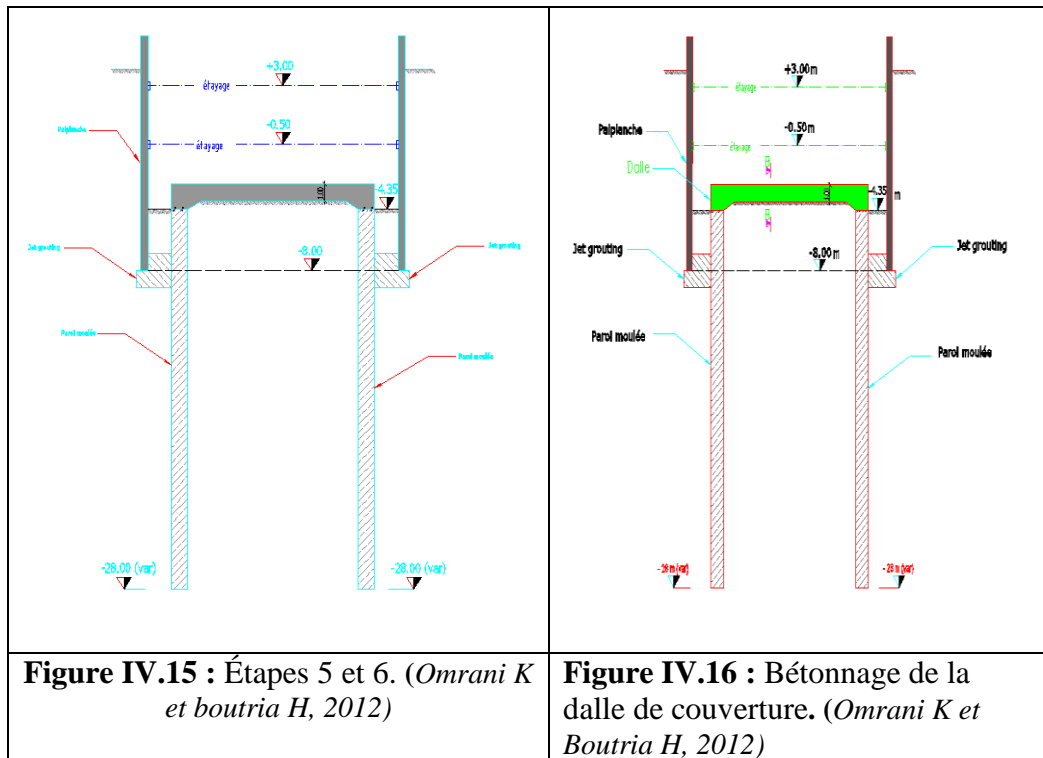


Figure IV.13 : Étapes 1 et 2. (Omrani K et Boutria H, 2012)

Figure IV.14 : Étapes 3 et 4. (Omrani K et Boutria H, 2012)

IV.4.4. PHASE III : Bétonnage de la dalle de couverture

Lorsque le fond de fouille est atteint, on coule la dalle de couverture sur les deux murs de parois moulées (figure IV.15). La liaison entre ces deux éléments (dalle et paroi moulée) est assurée au moyen d'aciers laissés en attente dans les parois moulées et dépliés après dégagement du parement.



IV.4.5 PHASE IV : Démontage de l'étaisage et remblayage entre les palplanches

Après que la dalle de couverture durcit, on procède simultanément : au démontage des butons et au remblayage de la « Section I » et ceci, comme pour l'excavation, se fait par paliers successifs (par phases).

IV.4.6 PHASE V: Tirage des palplanches et excavation du remblai « Section I »

Les palplanches qui vont être tirées sont celles qui sont parallèles au tunnel, les autres seront maintenues en leurs places. De plus on met sur les deux côtés de la dalle en béton des palplanches pour permettre la continuité (figure IV.17).

Le tirage des palplanches ne peut se faire que si le terrain naturel est de même niveau sur les deux côtés du rideau. Après on démarre l'excavation afin de dévier l'Oued sur le côté déjà construit (section I).

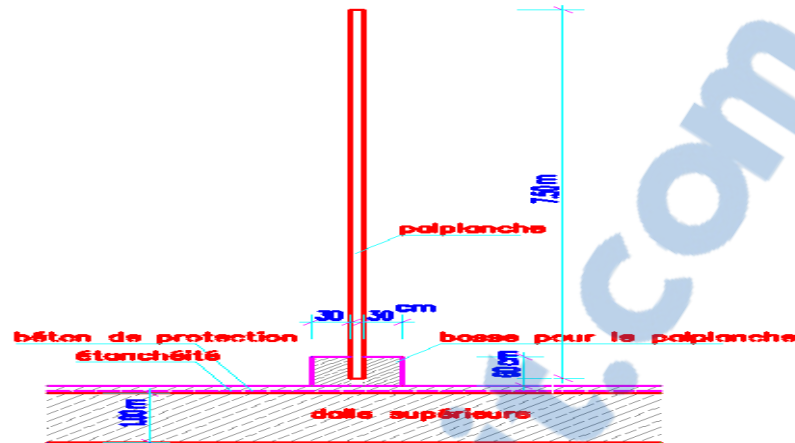


Figure IV.17 : Palplanches sur la dalle en béton. (Omrani K et Boutria H, 2012)

Toutes les phases décrites jusqu'ici concernent la construction du 1^{er} tronçon « Section I », de même se fait pour la « Section II », en déviant l'Oued sur le côté déjà construit.

Pour cela on procède comme pour la construction du 1^{er} tronçon :

- 1) Mise en place du soutènement provisoire (palplanches)
- 2) Construction des parois moulées à l'intérieur
- 3) Injection rigide (Jet grouting) entre palplanches et parois moulées.
- 4) Excavation avec étayage des palplanches
- 5) Bétonnage de la dalle de couverture
- 6) Démontage des butons, remblayage, tirage des palplanches.

On complète les phases par la reconstitution de l'Oued (retour à son état initial) et on démarre ainsi l'excavation sous la dalle à partir du tunnel souterrain à l'Ouest. L'excavation se fait par phases.

IV.4.7. Phase VI : Excavation sous la dalle et mise en place des butons

- 1) Excavation jusqu'au niveau -7.95m
- 2) Mise en place des butons au niveau -6.90m

IV.4.8. Phase VII: Excavation jusqu'au niveau -12.20m (niveau du radier)

IV.4.9. Phase VIII: Coulage du radier et retrait des butons

IV.4.10. Phase XI: Coulage des murs intérieurs

IV .4.11 Conclusion

Les procédés et techniques dans les tunnels à ciel ouvert ou d'autres sont multiples et variés, la meilleure technique ou le procédé le plus adéquat reste à désirer par l'ingénieur constructeur vis – à – vis de la nature du terrain et aux accros rencontrés.

IV.5 Hypothèses et géométries

Les déformations sont considérées planes ;

- Les ouvrages sont modélisés comme des éléments plaques (paroi moulée, palplanches, radier, etc.) ou barres (butons) ;
- Définition d'une interface entre les ouvrages et le sol ;
- Définition des conditions aux limites ;

- Rabattement hydrostatique (rabattement avant chaque excavation) ;
- Modélisation des butons.

IV.5.1 La géométrie du modèle

La géométrie de l'ouvrage est considérée en (2D) : 51 m de largeur sur 24 m de profondeur.

Ce modèle est représenté ci -dessous.

Les conditions aux limites sont choisies par défaut

(Déplacements libres sur les deux côtés verticaux et bloqués au fond).

Quatre couches de sol composent la géologie du site :

- Une couche de remblai en surface de 3 m de profondeur ;
- Une couche d'argile de 10 m d'épaisseur ;
- Enfin une couche de marne imperméable de 10 m d'épaisseur.
- Une couche de sable de 8 m d'épaisseur ;

IV.5.2. Génération du maillage

La géométrie de l'ouvrage est considérée en (2D) : 51 m de largeur sur 24 m de profondeur.

Le modèle de référence comporte :

- 273 éléments triangulaires à 15 nœuds ;
- 2581 nœuds ;

IV.5.2. Condition initiales

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

IV.5.3 Conditions hydrauliques

IV.5.4 Contraintes initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en changeant les valeurs k_0 de, puisque la valeur par défaut de k_0 est proposée automatiquement d'après la formule de *Jaky*. On garde le poids du sol égal à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

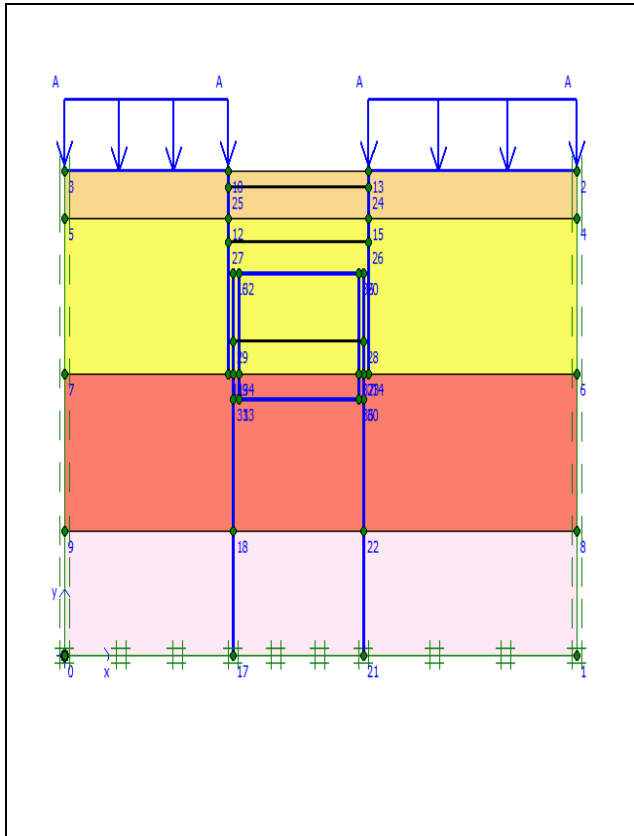


Figure IV.22: Génération de la géométrie du modèle

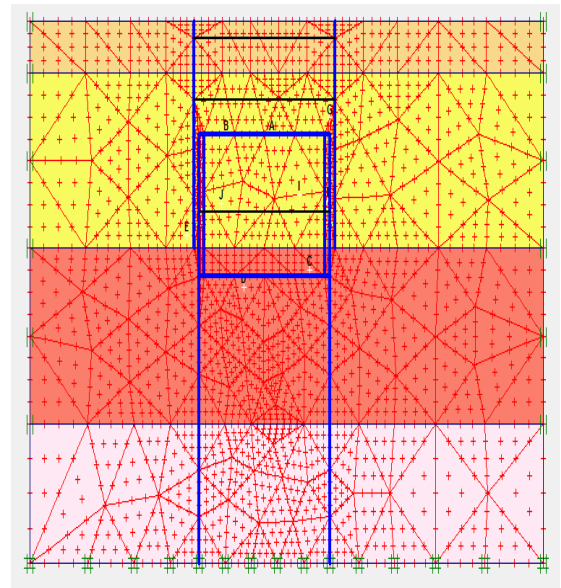


Figure IV.23 : Génération du maillage.

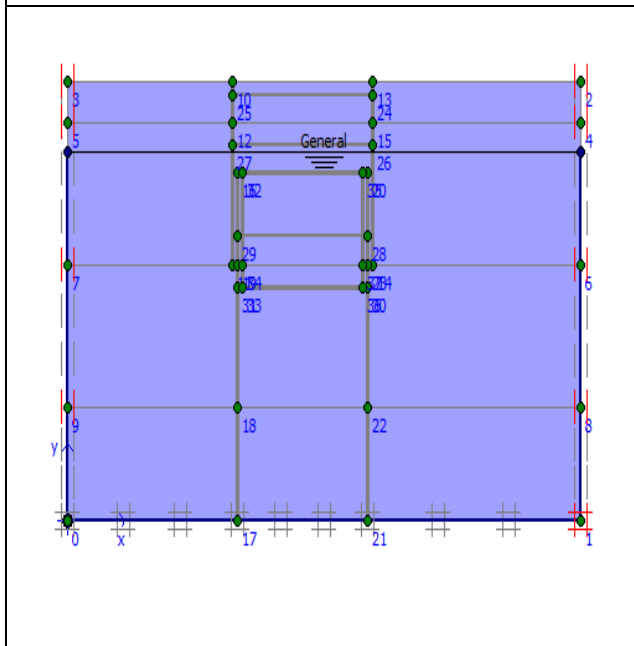


Figure IV.24 : Génération de la nappe phréatique

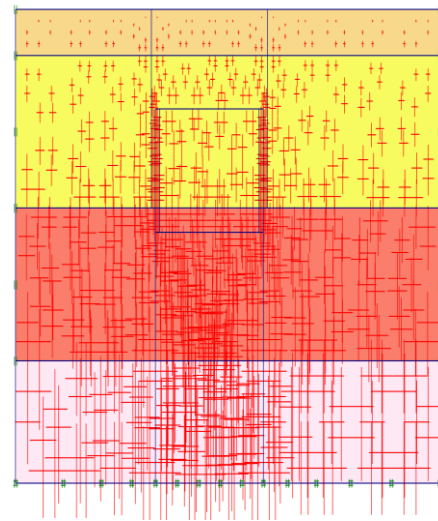


Figure IV.25: Contraintes effectives – phase initiale-

IV.6. Phasage

Le calcul du modèle de référence est défini en 12 phases dans l'ordre, comme suit :

Phase 1 : initiation des contraintes ; on détermine les contraintes effectives initiales ;

Phase 2 : Mise en place du soutènement provisoire du tunnel (palplanches) : définir une nappe phréatique fictive pour les éléments à l'intérieur du tunnel pour permettre d'annuler les pressions interstitielles dans ces éléments ;

Phase 3 : Réalisation des parois moulées

Phase 4 : Excavation et mise en place du 1er buton

Phase 5 : Excavation et mise en place du 2ème buton

Phase 6 : activation de la dalle de couverture ;

Phase 7 : Démontage des butons et remblayage

Phase 8 : Tirage des palplanches

Phase 9 : Excavation sous la dalle et mise en place du buton

Phase 10 : Excavation jusqu'au niveau du radier

Phase 11 : activation du radier et retrait du buton

Phase 12 : Coulage des murs intérieurs

IV.7 PRINCIPAUX RESULTATS

Les résultats qu'on peut avoir grâce au logiciel PLAXIS sont nombreux , :On s'intéressera à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que :

1. Déformation du maillage.
2. Déformation des éléments structuraux indiquée par :
 - La courbe de déplacement.
 - La courbe de l'effort tranchant.
 - La courbe du moment.
 - La courbe de l'effort normal.

Les principaux résultats sont donnés respectivement dans les phases suivantes :

- La phase 5 (palplancher) et les Phases 11 et 12 (paroi moulée, dalle et radier).

IV.7.1 Déformation du maillage

La déformation du maillage et des éléments structuraux est représentée sur la figure V.26

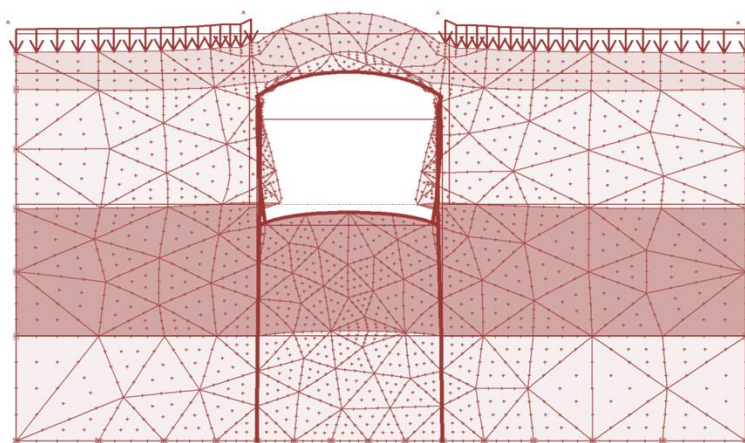


Figure IV.26 : Déformation du maillage

IV.7.2 Déformation des éléments structuraux
1-La palplanche

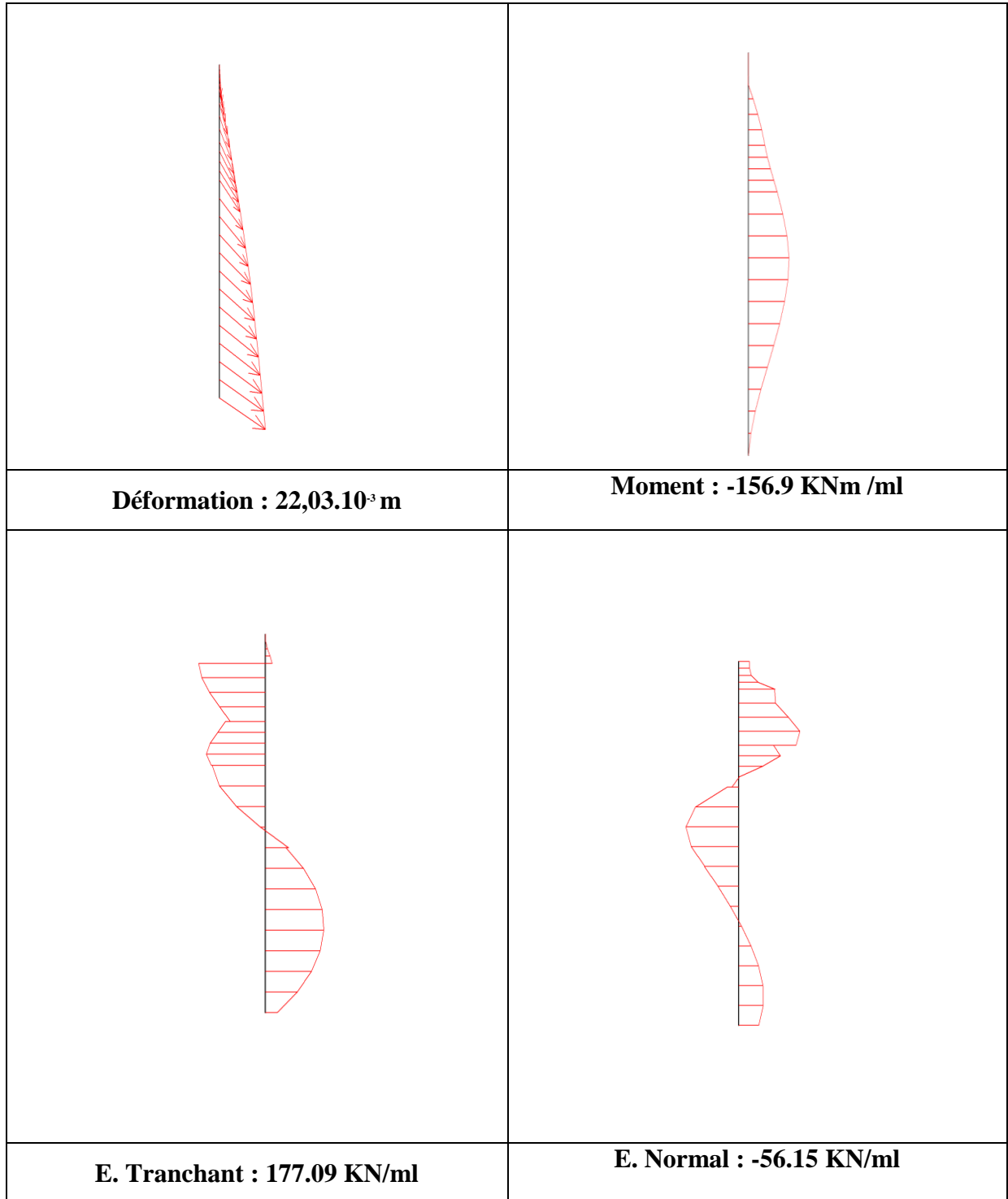


Figure IV.27: Diagrammes déformation M, N, T de la palplanche

2- La paroi moulée :

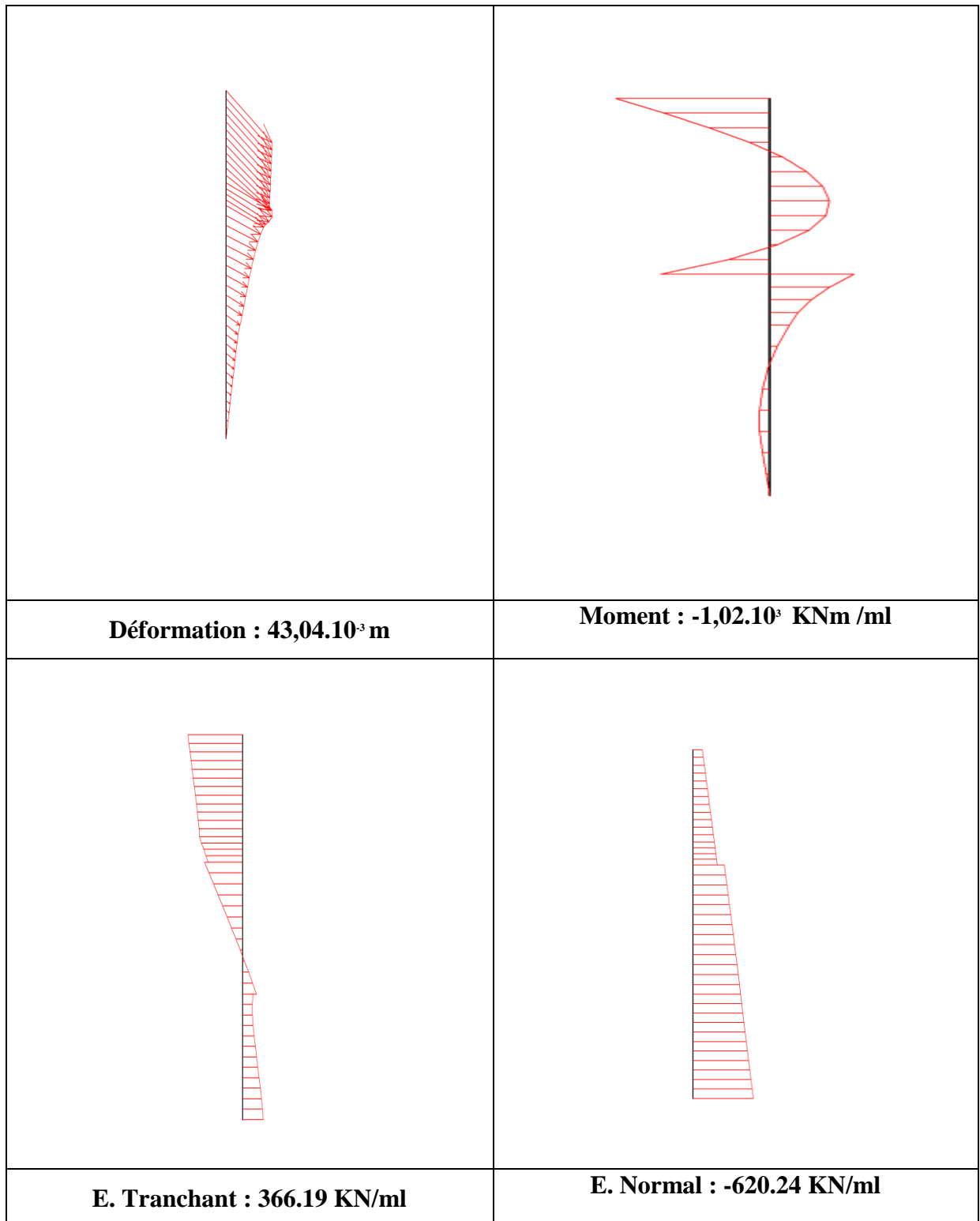


Figure IV.28: Diagrammes déformation M, N, T de la paroi moulée

3-La dalle :

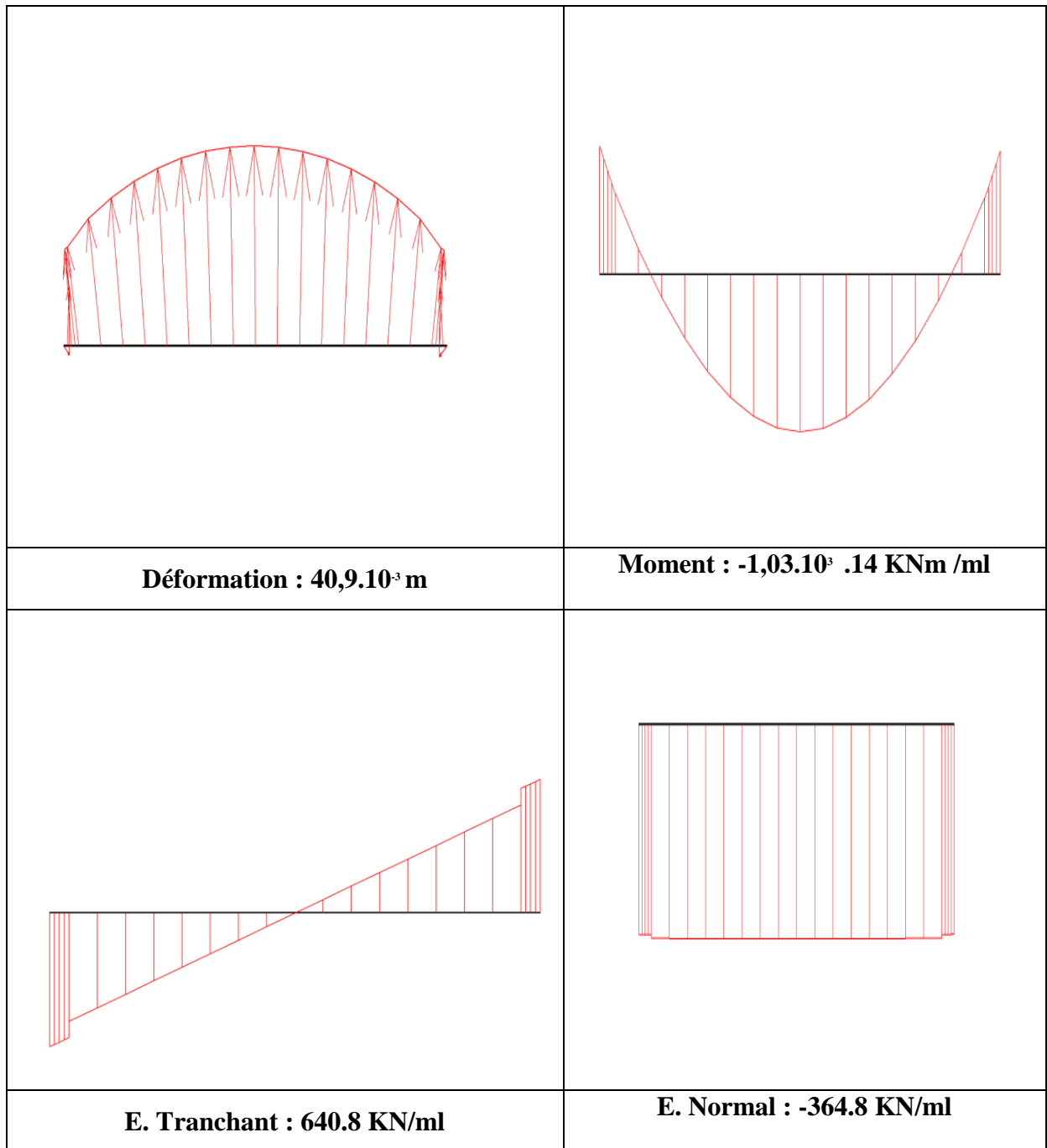


Figure IV.29: Diagrammes déformation M, N, T de la dalle

4-Le radier

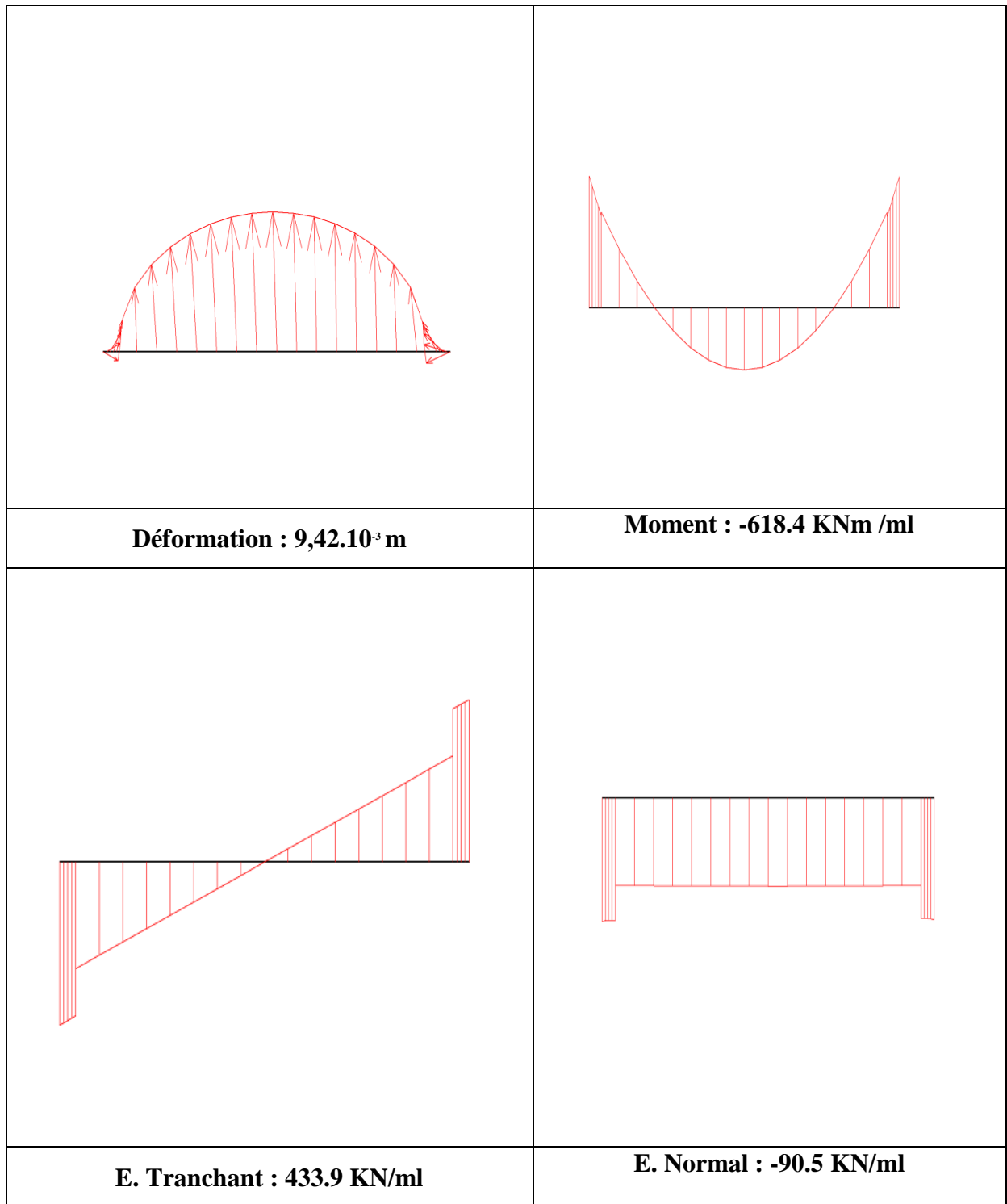


Figure IV.30 : diagrammes déformation M, N, T du radier

5. Le mur :

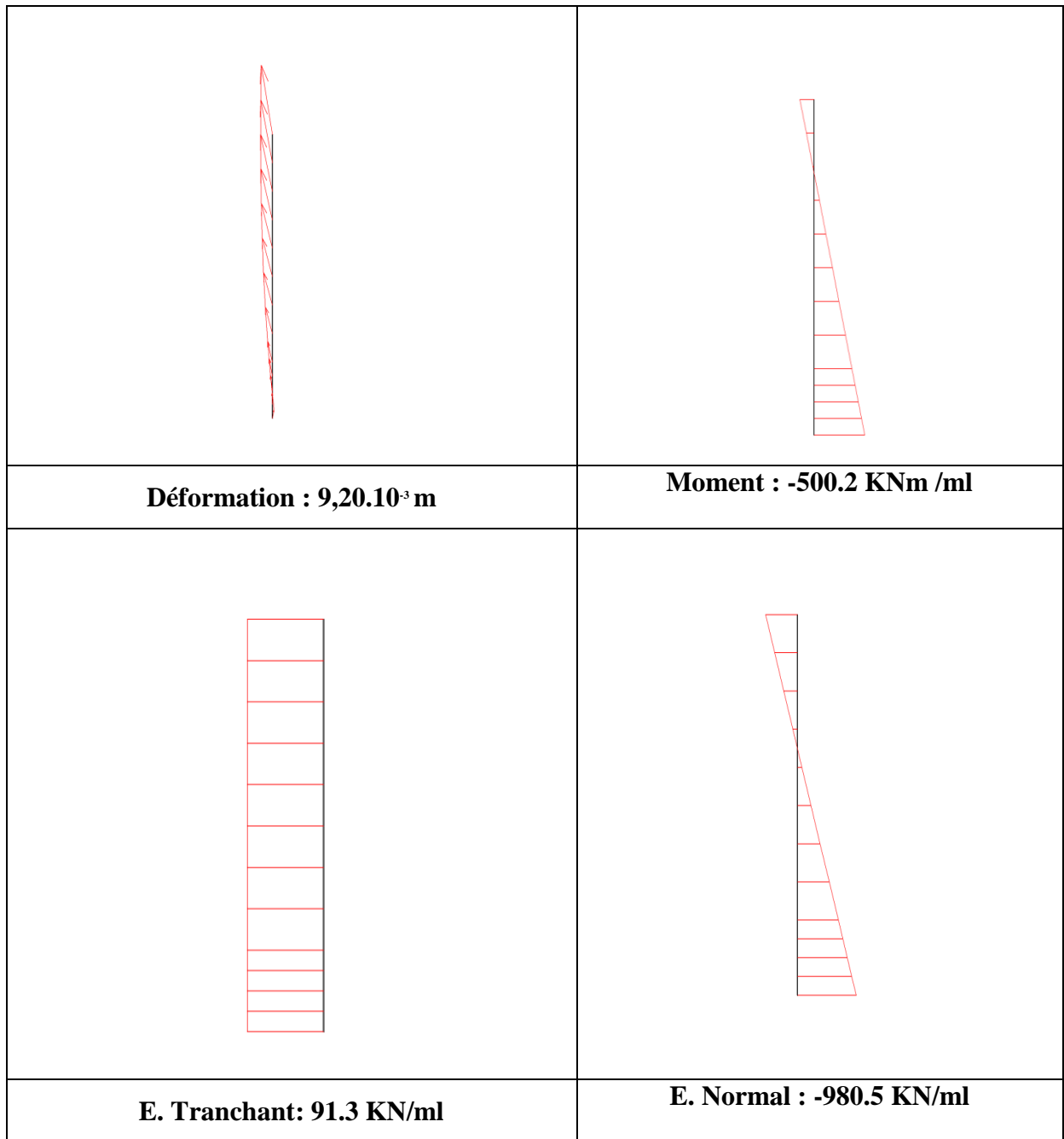


Figure IV31: diagrammes déformation M, N, T du mur

IV.7.3. Récapitulatif des résultats (phase 5,11 et 12)

TABLEAU IV.1 : Récapitulatif des résultats (phase 5,11 et 12)

Eléments		Phase 5	Phase11	Phase 12	Valeurs max	Unité
Palplanche	Déplacement	22,03.10 ⁻³	/	/	22,03.10 ⁻³	m
	Moment	156,9	/	/	156,9	KN.m/ml
	E. tranchant	177,09	/	/	177,09	KN/ml
	Effort normal	56,15	/	/	56,15	KN/ml
Paroi moulée	Déplacement	/	43,04.10 ⁻³	9,10.10 ⁻³	43,04.10 ⁻³	m
	Moment	/	1,02.10 ³	176,50	1,02.10 ³	KN.m/ml
	E. tranchant	/	366,19	160,22	366,19	KN/ml
	Effort normal	/	620,24	399,22	620,24	KN/ml
Dalle	Déplacement	/	40,9.10 ⁻³	20,3.10 ⁻³	40,9.10 ⁻³	m
	Moment	/	1,03.10 ³	800,7	1,03.10 ³	KN.m/ml
	E. tranchant	/	640,80	600,24	640,80	KN/ml
	Effort normal	/	364,0	200,5	364,0	KN/ml
Radier	Déplacement	/	/	9,42.10 ⁻³	9,42.10 ⁻³	m
	Moment	/	/	618,4	618,4	KN.m/ml
	E. tranchant	/	/	433,9	433,9	KN/ml
	Effort normal	/	/	90,5	90,5	KN/ml
Mur	Déplacement	/	/	9,20.10 ⁻³	9,20.10 ⁻³	m
	Moment	/	/	500,2	500,2	KN.m/ml
	E. tranchant	/	/	91,3	91,3	KN/ml
	Effort normal	/	/	980,5	980,5	KN/ml

IV.8 Conclusion

La principale difficulté provient plutôt du site que du procédé. En zone urbaine, les opérations d'implantation des installations, d'évacuation des déblais et de bétonnage sont toujours compliquées. Le maintien des circulations de surface oblige, de plus, à effectuer les travaux avec promptitude et à prévoir des ouvrages provisoires onéreux.

D'autres difficultés peuvent surgir lors de la construction des murs de soutènement, notamment en cas de rencontre d'obstacles souterrains (réseaux non repérés, anciennes constructions...). Il y a intérêt, en la matière, à tout mettre en oeuvre pour améliorer l'exactitude des plans des réseaux souterrains existants. Leur déplacement est une lourde sujétion.

Les délais d'exécution des soutènements de talus verticaux varient rapidement selon l'importance des moyens de chantier mis en oeuvre et la résistance des terrains rencontrés. Le nombre d'attaques peut être limité par des considérations d'environnement et de parc à matériel.

Le recours aux tranchées couvertes à proximité d'habitations n'élimine pas totalement les risques d'affaissements et suppose en conséquence que soient prises toutes précautions à cet égard (rigidité suffisante du soutènement de fouille, reprise en sous-oeuvre des fondations d'immeubles, traitement des terrains...).

CHAPITRE V : ETUDE NUMERIQUE ET PARAMETRIQUE

V.1 Introduction

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce à des nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidienne, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats.

Ce chapitre traite une analyse numérique, avec paramétrage géotechnique, de consolidations des sols auteurs d'un tunnel à faible profondeur sur une structure à étage multiple centrée au dessus de l'axe d'un tunnel. L'étude est effectuée à l'aide du code de calcul Plaxis 8.2 qui est basé sur la méthode des éléments finis en déformation plane. L'analyse s'applique à un cas réel en l'occurrence le métro d'Alger, l'excavation a été réalisée selon la NMA (Nouvelle Méthode Autrichienne) en tenant compte du déconfinement.

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique dit de référence pour notre projet, Définition des données, procédure de calculs et suivi des principaux résultats de calcul.

Le modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel *PLAXIS* 8.2. Il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude paramétrique.

Cette section de calcul a été choisie dans le tronçon Hamma-Jardin d'Essai, vers le PK 5.100-5.200. Cette section se trouve entièrement dans les marnes compactes.

V.2 Etablissement d'un modèle de référence pour le cas du métro d'Alger

V.2.1 Hypothèses géométriques et géotechniques

a. Les hypothèses générales données

- Les déformations sont considérées planes ;
- L'influence de la construction des ouvrages est négligeable (la masse volumique des ouvrages est différente de celle du sol) ;
- Les ouvrages sont modélisés comme des poutres ou des éléments continus ;
- L'influence des interfaces est négligeable entre les ouvrages est le sol ;

b. Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage

Le projet est une superstructure de type R+6 centrée à l'aplomb de la clé de voûte compte tenu de la symétrie du problème suivant un axe vertical, ce modèle est limité à un demi espace. Il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 80 m de largeur sur 65 m de profondeur.

Conditions aux limites : on choisit les conditions aux limites par défaut, déplacements libres sur les deux cotés verticaux et bloqués au fond.

Trois couches de sol composent la géologie du site :

- de 0 à 6 m de profondeur: terrains quaternaires ;
- de 6 à 11,5 m de profondeur: Molasse sableuse ;
- à partir de 11,5 m de profondeur : Marnes.

Le toit de la nappe est pris en position normale à 9 m de profondeur. Et la hauteur de couverture du tunnel est de 15 m de profondeur. La définition géométrique retenue pour l'ouvrage est présentée sur la figure B1(ANNEXB). L'ouverture intérieure du tunnel est de 8,82 m sur une hauteur de 7,54 m l'ouvrage est composé d'un soutènement en béton projeté B25, de 15 cm d'épaisseur en radier et de 20 cm en voûte et piédroits ou il associé à des cintres HEB120 espacés de 1,5 m, et d'un revêtement définitif en béton B35 de 40 cm d'épaisseur en voûte à 60 cm d'épaisseur en radier.

La loi retenue pour le contact entre le soutènement provisoire et terrain est de l'adhérence parfaite, selon l'esprit même de la méthode de creusement NATM. Les calculs ont été menés en retenant une loi de comportement élastique linéaire pour le soutènement, le revêtement et la superstructure et une loi élasto-plastique avec un critère de rupture de Mohr- Coulomb pour les différents terrains.

Les conditions aux limites du modèle sont les suivantes :

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

V.2.2 Caractéristiques des matériaux

a. Propriétés des couches de sols et des interfaces

Les propriétés des couches des sols et des interfaces sont résumées dans le tableau B1 (Annexe B) :

b. Propriétés des mécaniques des soutènements, des revêtements et de la superstructure

Les propriétés mécaniques retenues pour le béton des soutènements et revêtements (Annex B)

V.2.3 Génération du maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 noeuds. Le nombre d'éléments est de **570 éléments** et le nombre des noeuds est de **4762 noeuds** et les points de contrainte **6840**. On règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur «very fin», puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux, comme indiqué sur la figure (V.1)

V.2.4 Conditions initiales

Les conditions initiales devront être générées .et ceci passe par la génération des pressions interstitielles et celle des contraintes effectives. Grâce au code de calcul PLAXIS, les conditions initiales ainsi les pressions interstitielles initiales sont générées

a. Conditions hydrauliques :

La fonction *initiale conditions* est utilisée pour définir le poids volumique de l'eau et une ligne phréatique générale. Comme on ne va pas prendre en considération les pressions interstitielles, le niveau de la nappe phréatique initiale est a -9 m de la surface.

b. Contraintes initiales:

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux ainsi que l'élément de sol crée par défaut au niveaux du bâtiment. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut. La valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jacky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

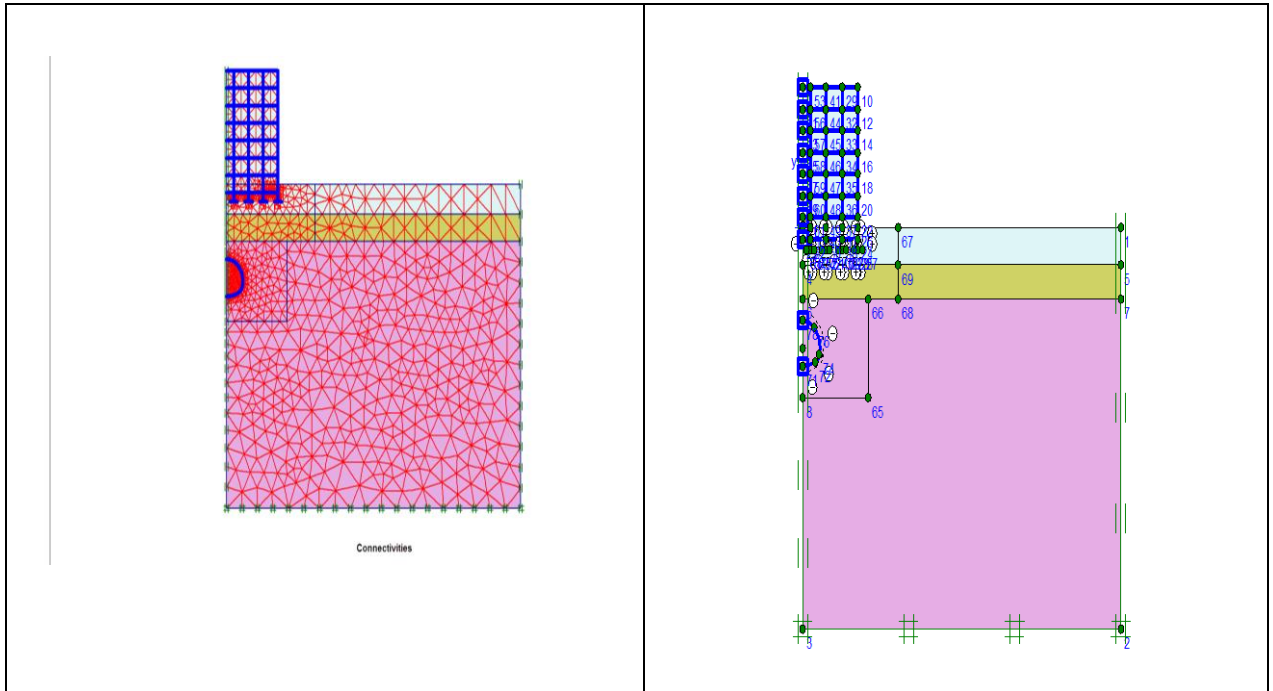


Figure V.1 : Maillage du projet

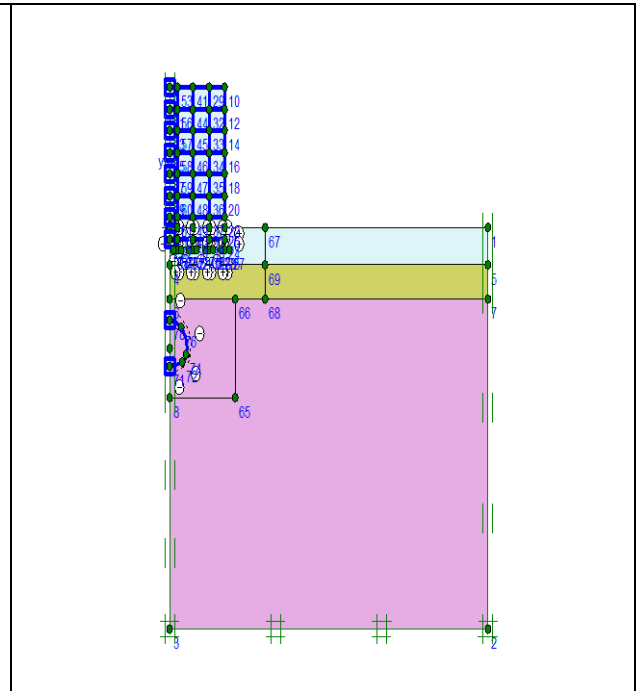


Figure V.2 Modèle utilisé pour la simulation du métro d'Alger.

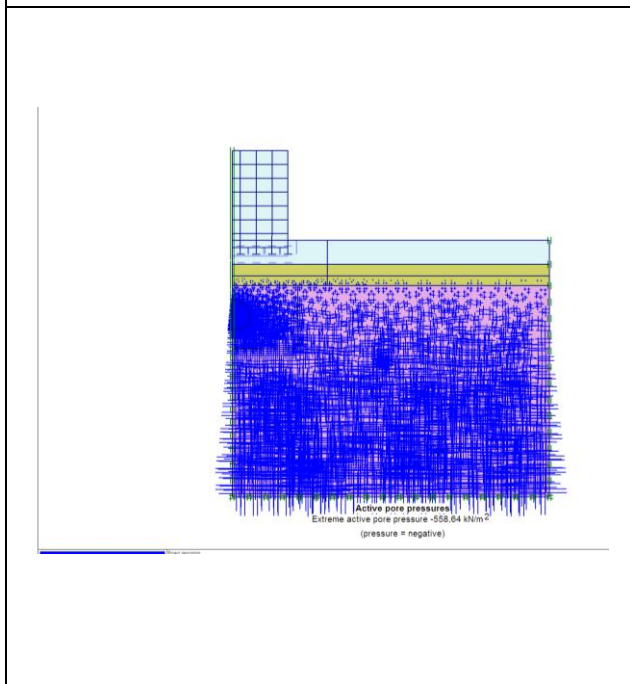


Figure V.4 : Génération des pressions interstitielles initiales.

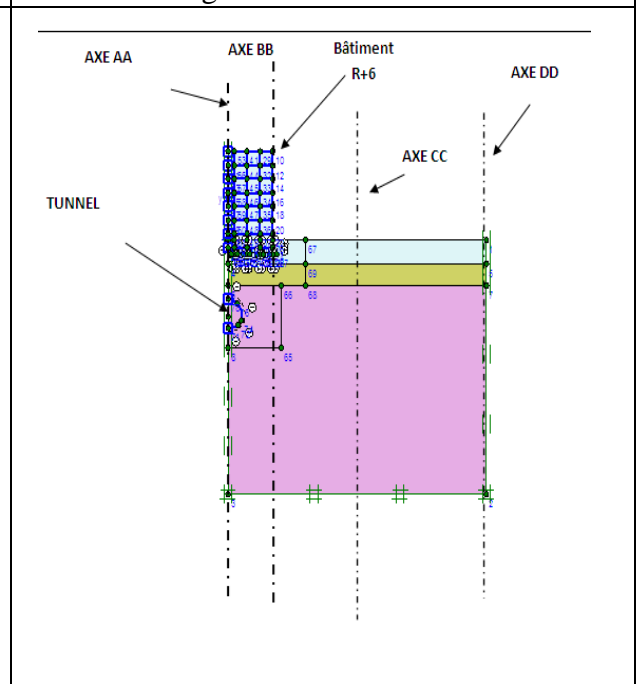


Figure V.3 : Les axes de résultats AXE AA (Y=0,3m), AXE BB (Y=14.5m), AXE CC (Y=40), AXE DD (Y=79m):

V.3 Phasage de calculs

- **Phase 0** : initiations des contraintes (procédure K_0), on détermine les contraintes effectives initiales ;
- **Phase 1** : Creusement du tunnel avec un déconfinement λ_1 ($\Sigma M_{stage}=0,6$);
- **Phase 2**: Installation du soutènement provisoire, le déconfinement passe de λ_1 à λ_2 ($\Sigma M_{stage}=0,8$) ;
- **Phase 3** : Fin du déconfinement ($\Sigma M_{stage}=1$) ;
- **Phase 4** : consolidation à $t=30j$
- **Phase 5** : consolidation à $t=50j$
- **Phase 6** : Prise en compte des caractéristiques à long terme des terrains ;
- **Phase 7**: Installation du revêtement définitif avec les caractéristiques à long terme des terrains
- **Phase 8** : Prise en compte des caractéristiques à long terme du revêtement ;
- **Phase 9** : Construction de la superstructure sur terrain vierge, cette phase Commence à partir de la phase initiale (phase 0)
- **Phase 10** : On répète l'opération de la phase 1 avec la superstructure (on remet les Déplacements à zéro) ;
- **Phase 11** : On répète l'opération de la phase 2 avec la superstructure ;
- **Phase 12** : On répète l'opération de la phase 3 avec la superstructure ;
- **Phase 13** : consolidation à $t=30j$
- **Phase 14** : consolidation à $t=60j$
- **Phase 15** : consolidation à $t=120j$
- **Phase 16** : consolidation à $t=400j$
- **Phase 17** : On répète l'opération de la phase 4 avec la superstructure ;
- **Phase 18** : On répète l'opération de la phase 5 avec la superstructure ;
- **Phase 19** : On répète l'opération de la phase 6 avec la superstructure.
- **Phase 20**: On répète l'opération de la phase 7 avec la superstructure ;
- **Phase 21** : On répète l'opération de la phase 8 avec la superstructure
- **Phase 22** : consolidation à $t=1200j$
- **Phase 23** : consolidation à $t=2400j$
- **Phase 24** : consolidation à $t=10000j$
- **Phase 25** : consolidation à $t=40000j$
- **Phase 26** : Consolidation Minimum pore pressure

V.4 Les principaux résultats

- Les résultats qu'on peut avoir grâce au logiciel PLAXIS sont nombreux, nous citons :
- 1- le maillage déformé, qui nous fournira l'allure des tassements au niveau de la surface naturelle et au niveau du tunnel
 - 2- les déplacements : verticaux et horizontaux
 - 3- les contraintes effectives et totales
 - 4- la distribution des pressions interstitielles
 - 6- moments fléchissant et les efforts normaux dans le revêtement.

V.4.1 – Résultats :

V.4.1.1 Cuvette de tassements

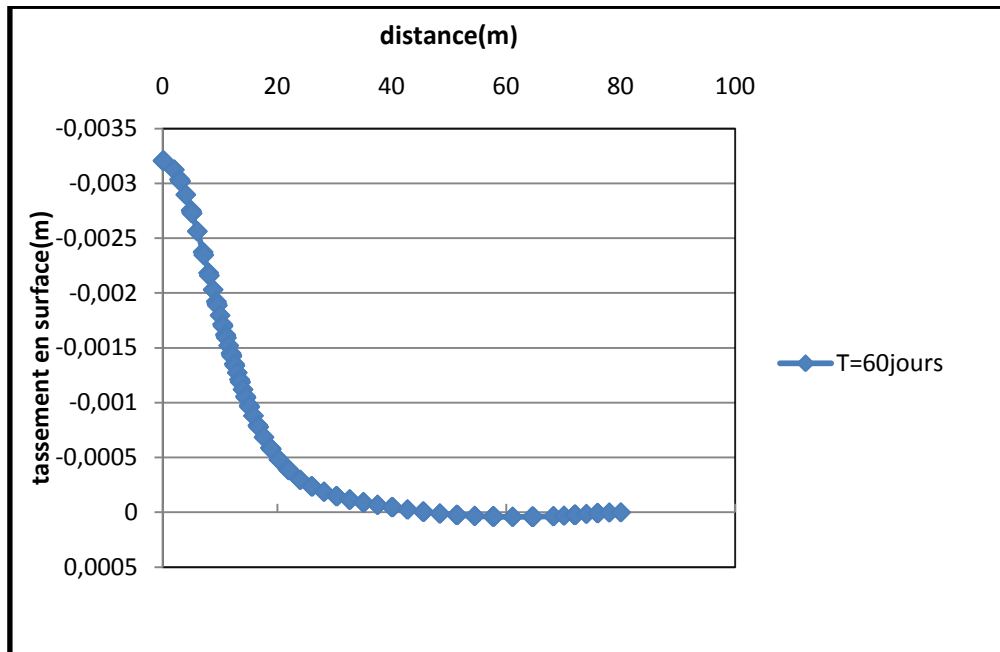


Figure V.5: Tassement en surface.

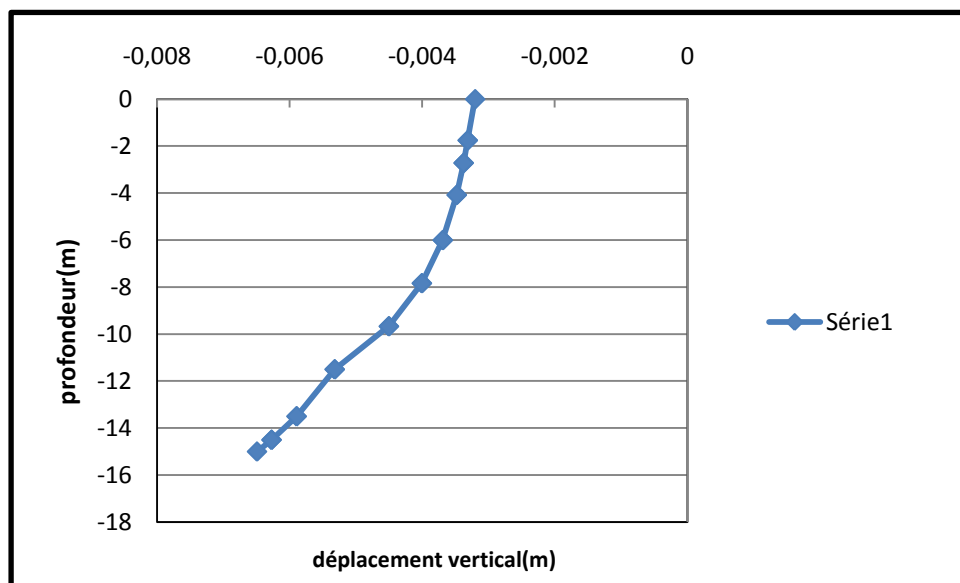
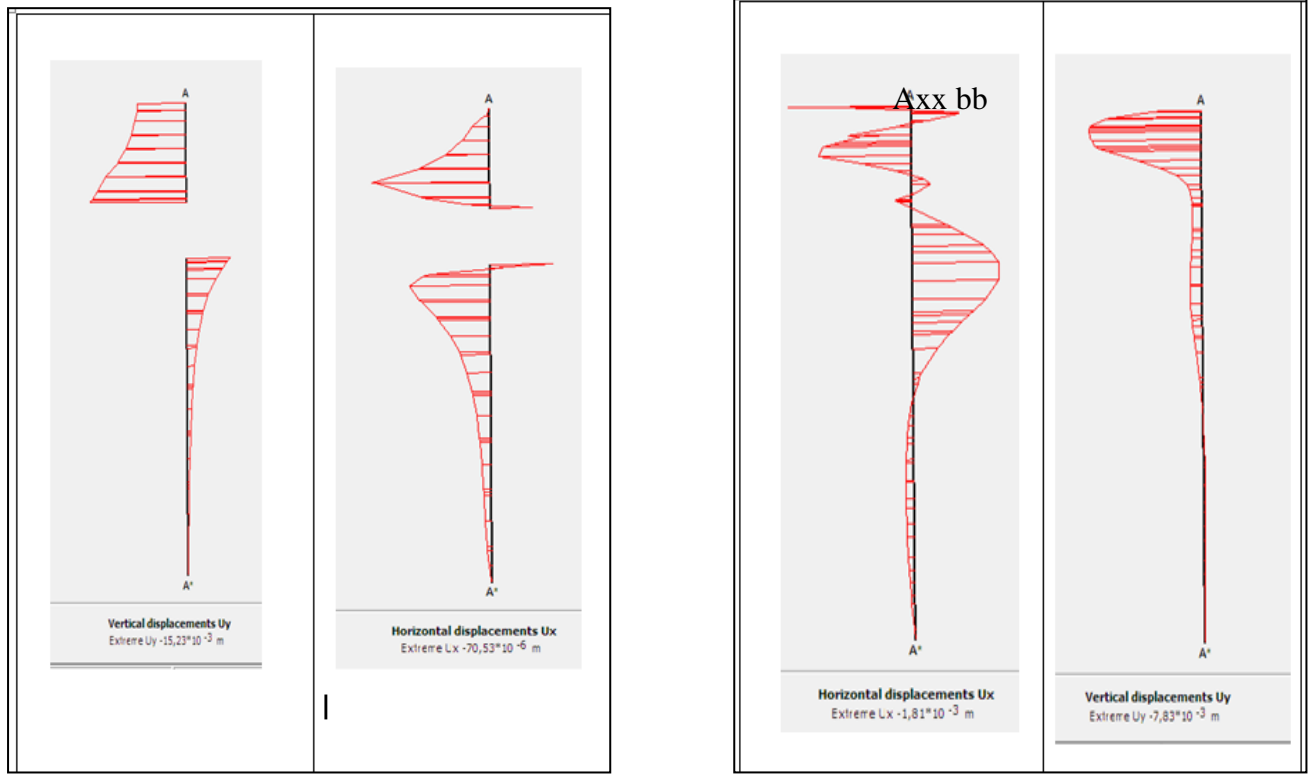


Figure V.6: Les déplacements verticaux.

La distribution des déplacements verticaux, d’après plusieurs auteurs, chapeau 1991 panet 1991, il parait que les mouvements ne seraient probablement pas significatifs en surface , mais a la limite supérieur de du tunnel (clé du tunnel), il prennent plus d’importance sur la figure V.6 , on note un certain déplacement maximum ($y_{u\max}$) se trouvant juste au dessus du tunnel , on un point appelé clé du tunnel a une distance $y=40m$.

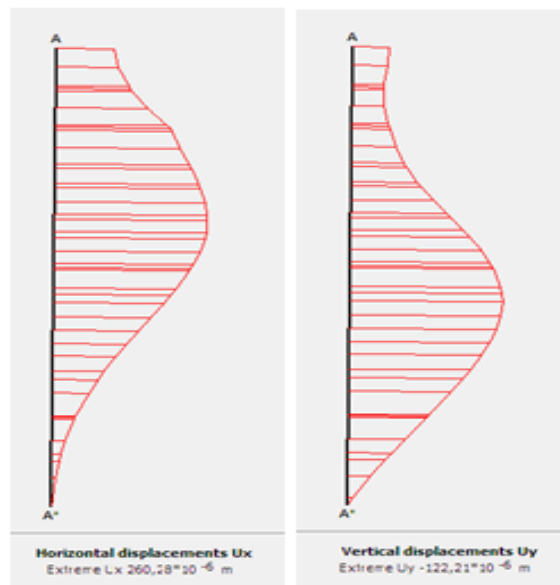
On observe nettement à travers l’analyse de la Figure V.6 que les tassements en clé sont supérieurs au tassement en surface, on plus les mesures in situ on montre que les

tassements observé en surface ne représente qu'une parti des déplacement verticaux induit dans le massif en profondeur (résultat confirmé par chapeaux 1991, adachi 1985 AL abram 1999 ,dolsenski 2003).



AXE AA (y=0,3m)

AXE BB (y=14,5m)



AXE CC (y=40m)

Figure V.7 : Les déplacements horizontaux et verticaux à t=60 jours

V.4.2. Evolution des contraintes totales, les contraintes effectives, les pressions interstitielles et les surpressions interstitielles.

L'analyse de la distribution des contraintes autour du tunnel et de leur évolution (avant, pendant et après le creusement) permet une vision plus complète des phénomènes, notamment en ce qui concerne les zones du massif où se développe le phénomène de la consolidation.

Les calculs couplés permettent de déterminer l'évolution des contraintes dans le massif pendant le creusement de tunnel. Les différents résultats calculés, dans le cas traité sont présentées pour trois pas de temps différents.

V.4.2.1- Les contraintes totales

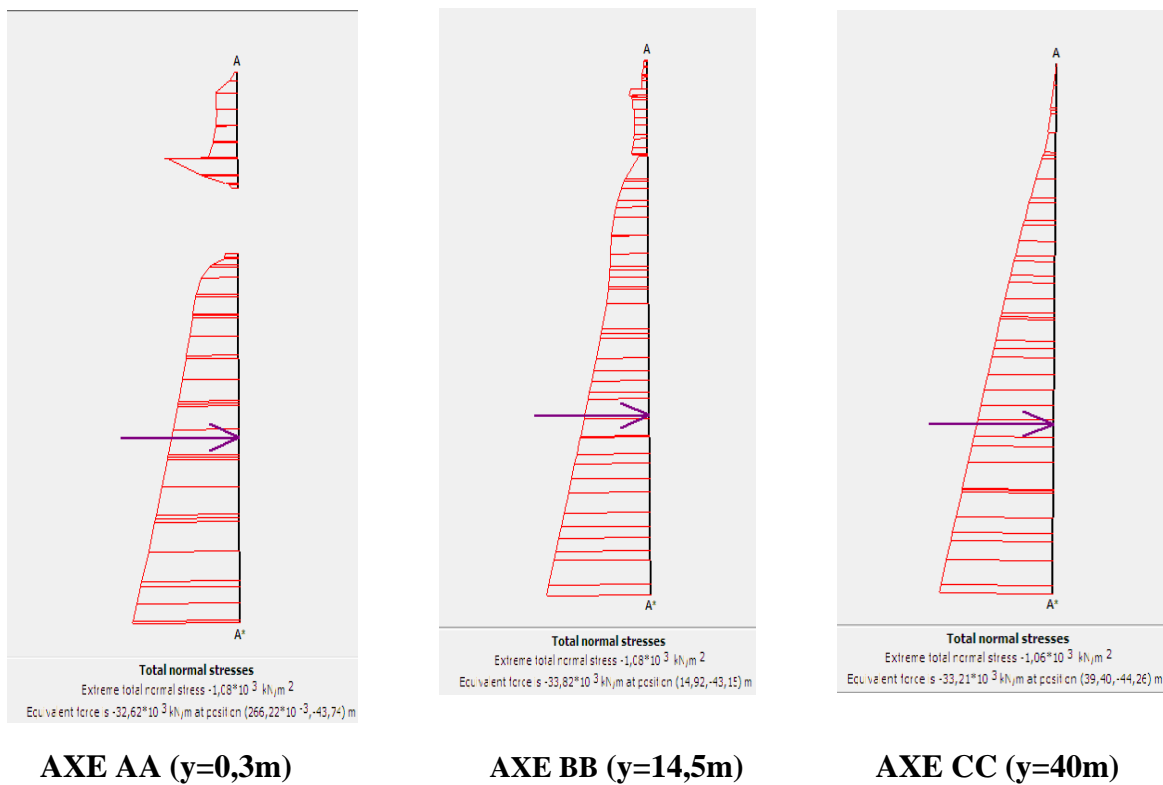


Figure V.8 : Les contraintes totales à t=60 jours

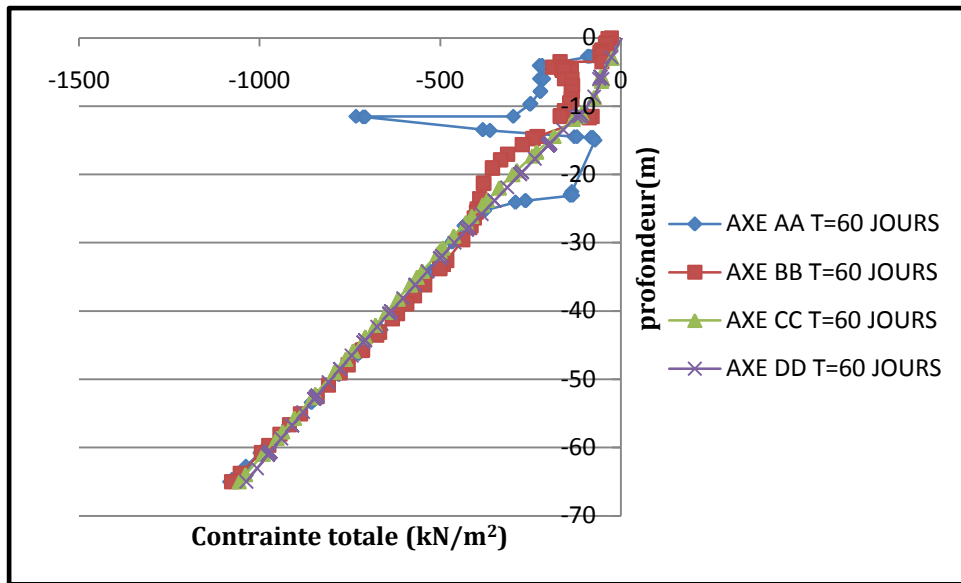


Figure V.9: Les contraintes totales dans les axes choisies à T=60 jours

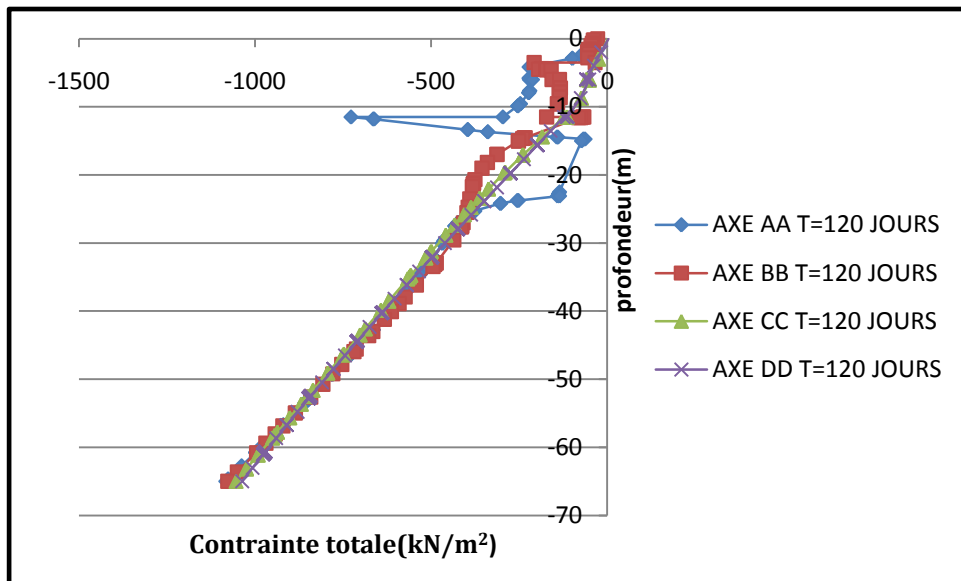


Figure V.10: Les contraintes totales dans les axes choisies à T=120 jours

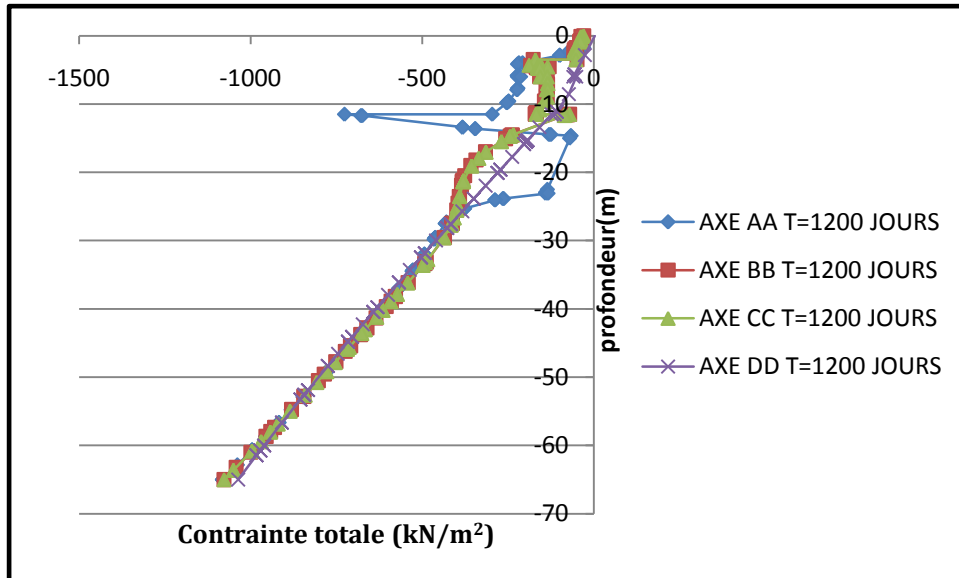


Figure V.11: Les contraintes totales dans les axes choisies à $T=1200$ jours

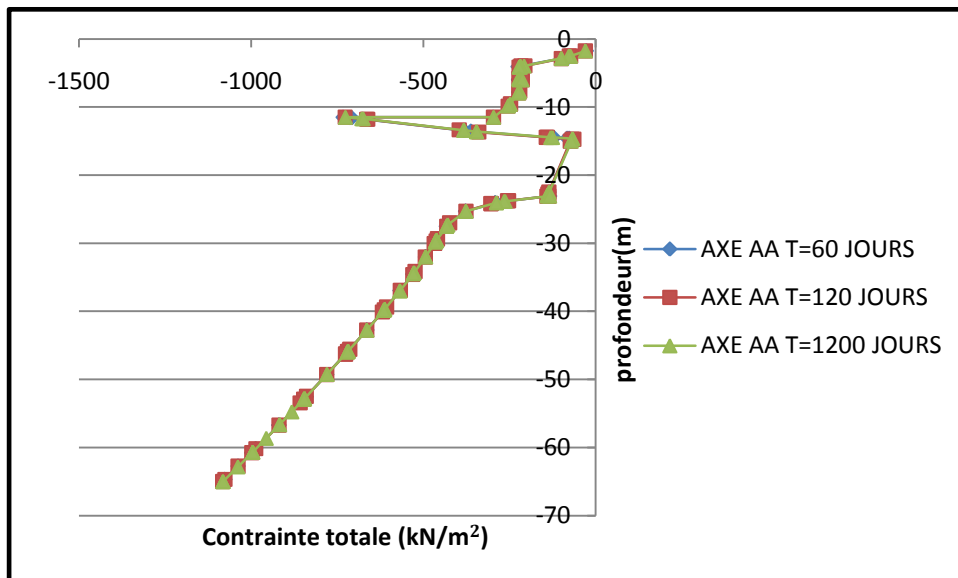


Figure V.12: Les contraintes totales : AXE AA ($Y=0,3\text{m}$).

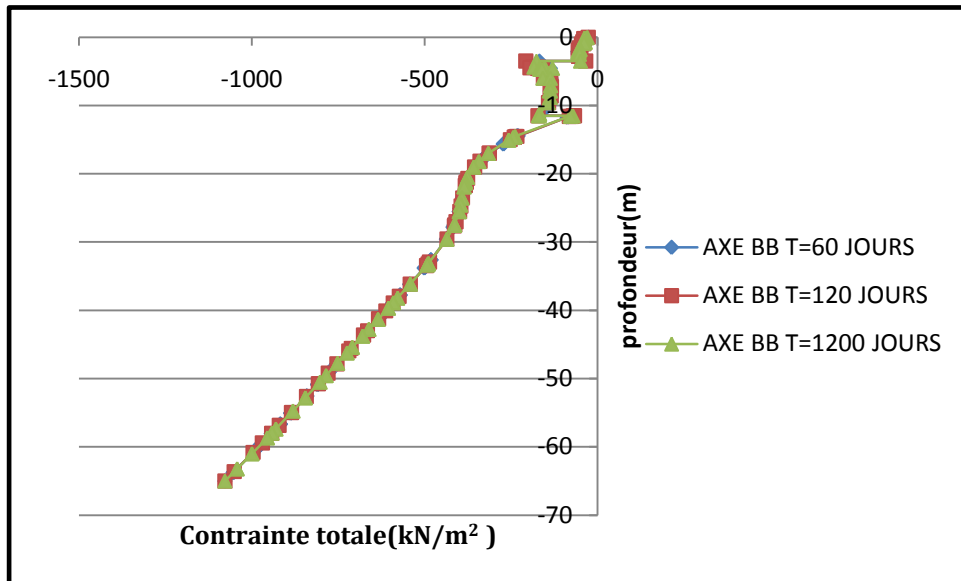


Figure V.13: Les contraintes totales : AXE BB (Y=14.5m).

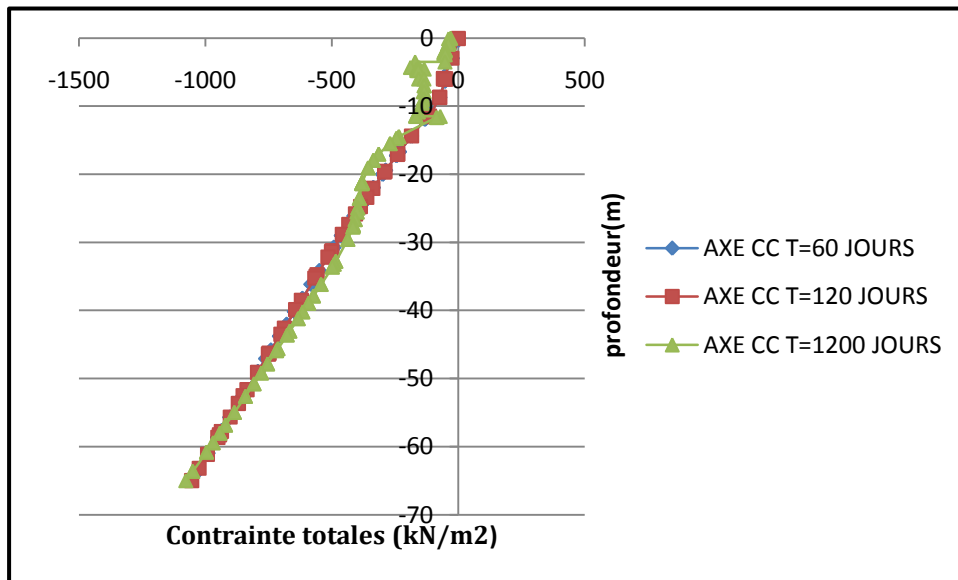


Figure VI.14: Les contraintes totales : AXE CC (Y=40m),

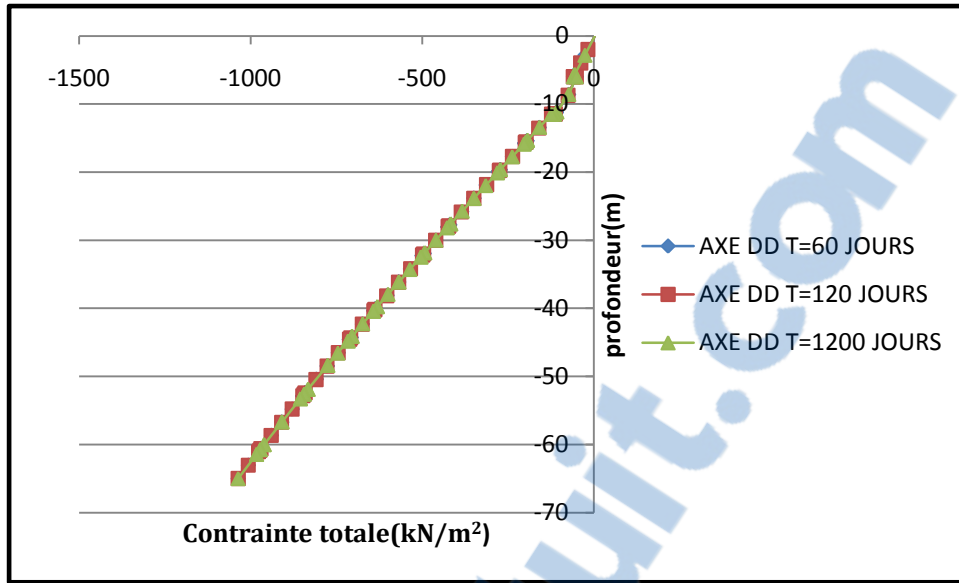


Figure V.15: Les contraintes totales: AXE DD (Y=79m),

V.4.2.2-Les contraintes effectives

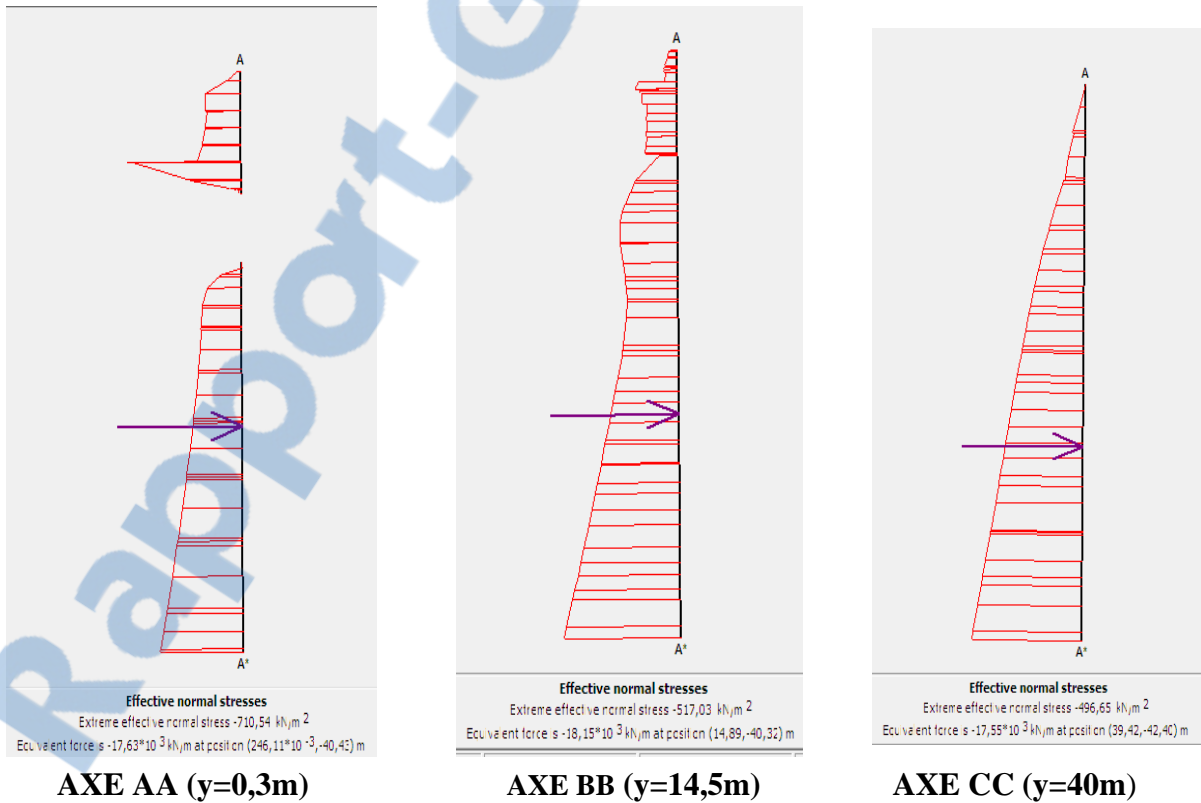


Figure V.16 : Les contraintes effectives à t=60 jours

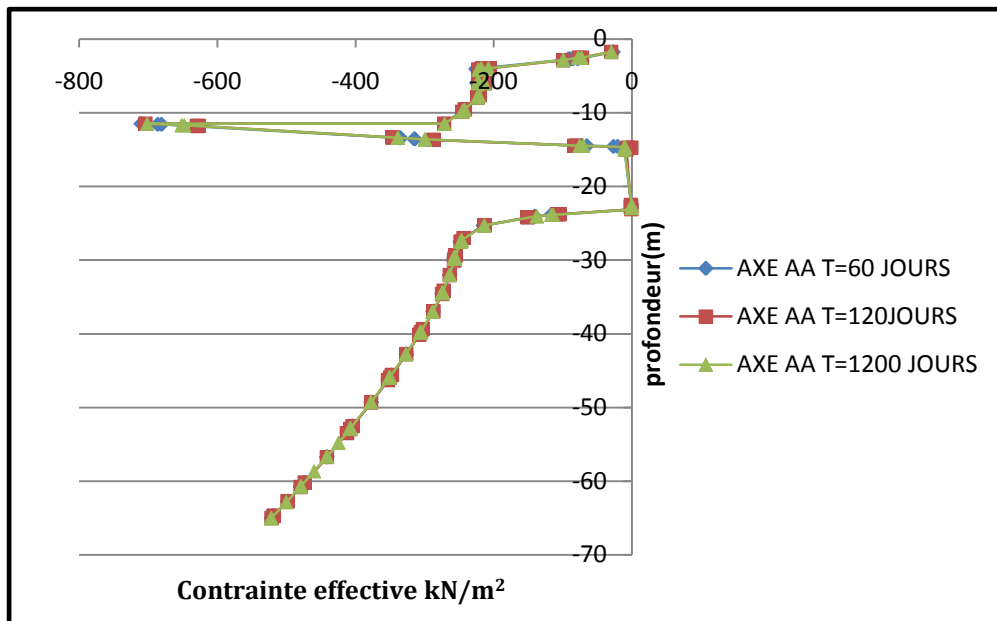


Figure V.17: Les contraintes effectives : AXE AA (Y=0,3m)

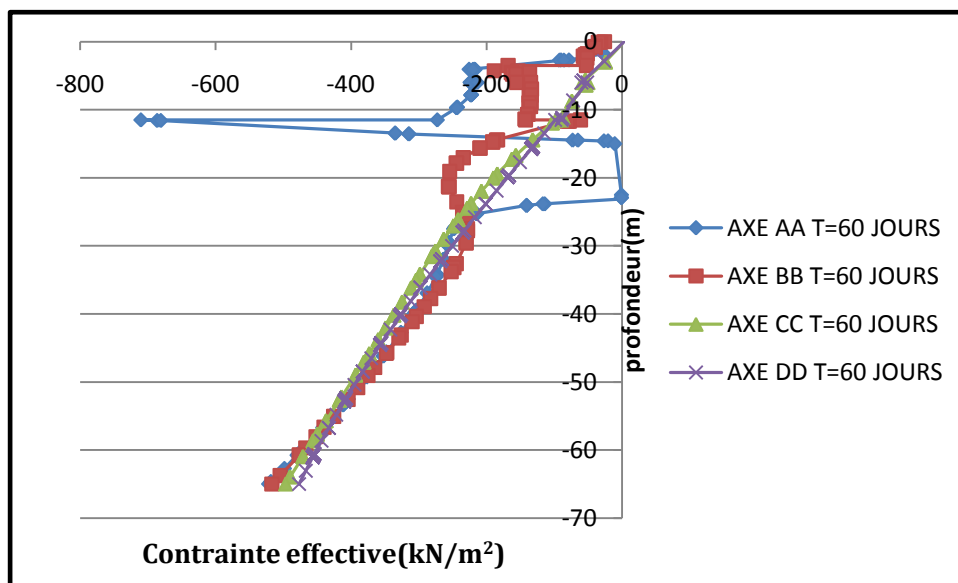


Figure V.18: Les contraintes effectives dans les axes choisies à T=60 jours

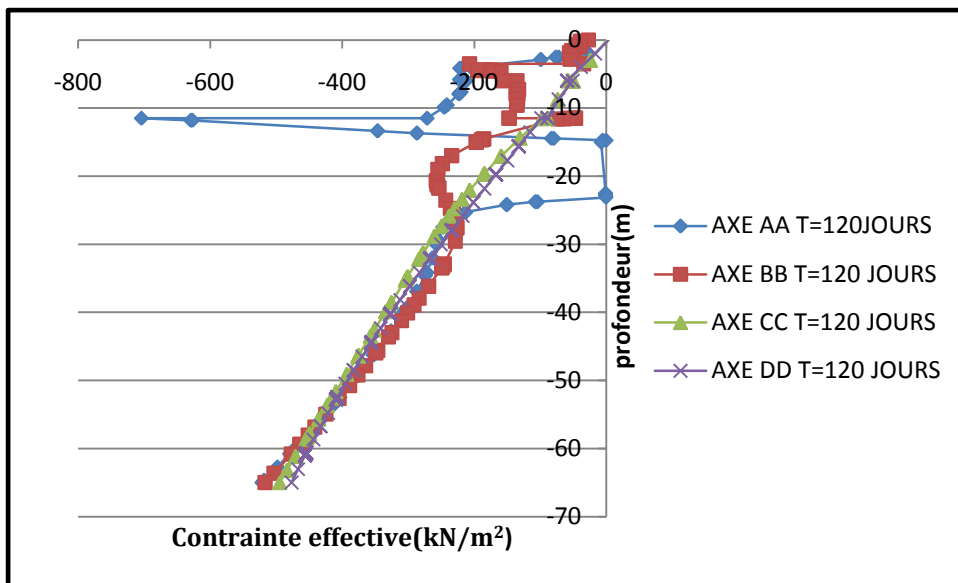


Figure V.19: Les contraintes effectives dans les axes choisies à T=120 jours

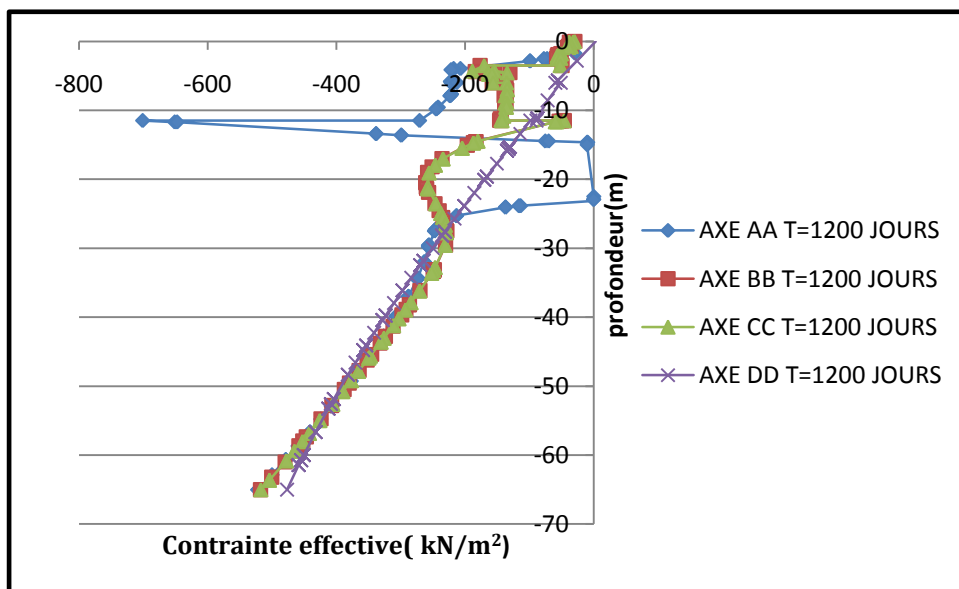


Figure V.20: Les contraintes effectives dans les axes choisies à T=1200 jours

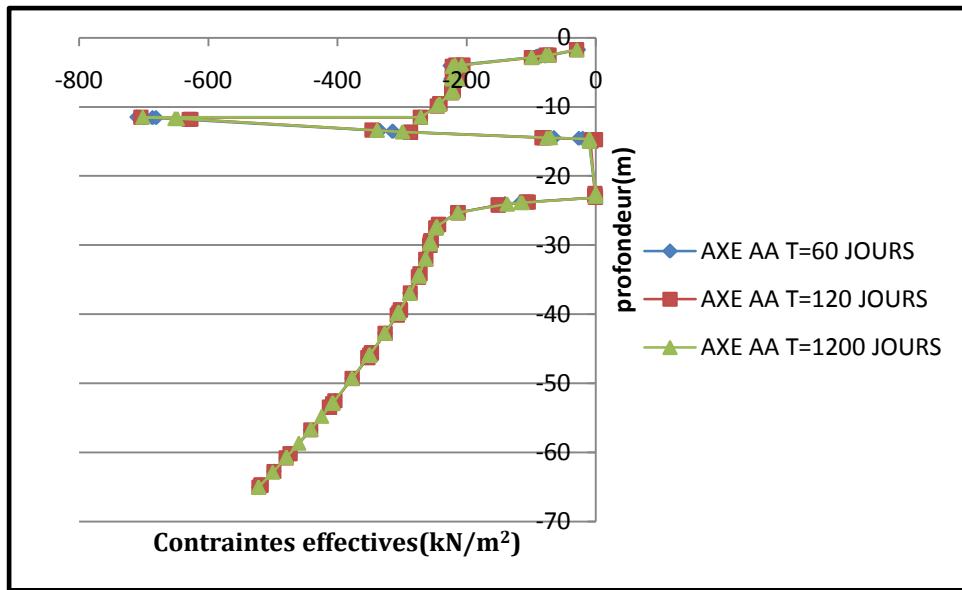


Figure V.21: Les contraintes effectives: AXE AA (Y=0,3m)

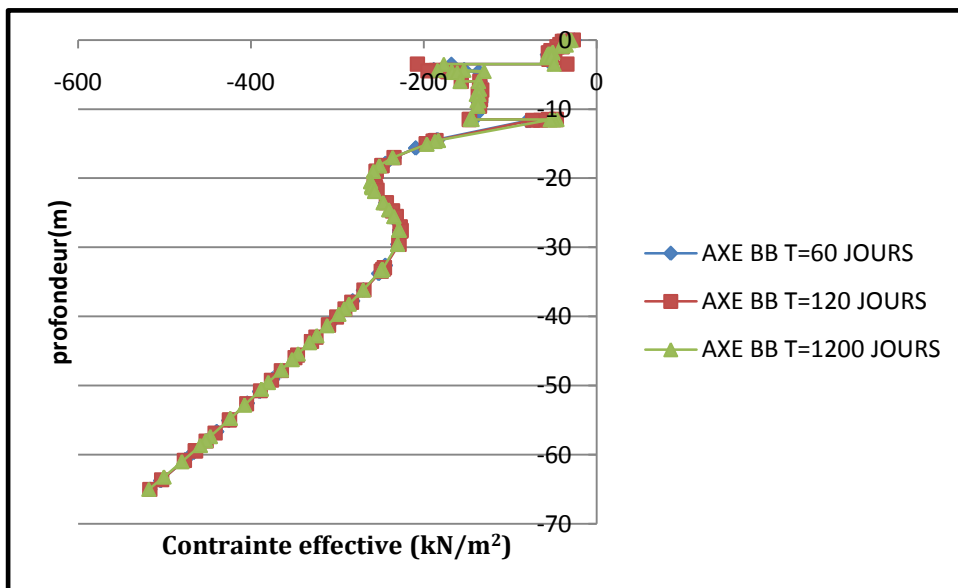


Figure V.22: Les contraintes effectives : AXE BB (Y=14.5m)

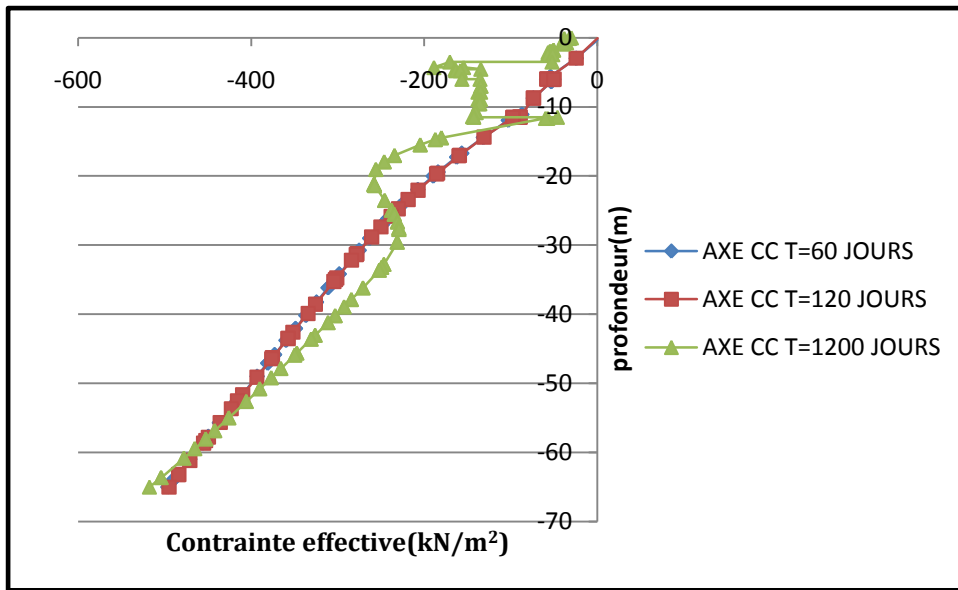


Figure V.23: Les contraintes effectives : AXE CC (Y=40m)

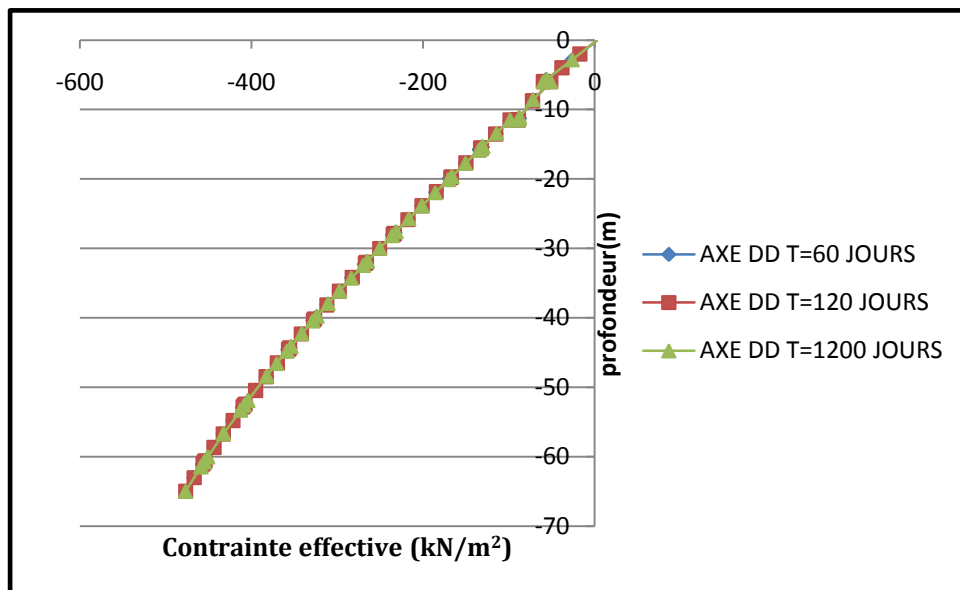


Figure V.24: Les contraintes effectives : AXE DD (Y=79m)

V.4.2.3-Pressions interstitielles

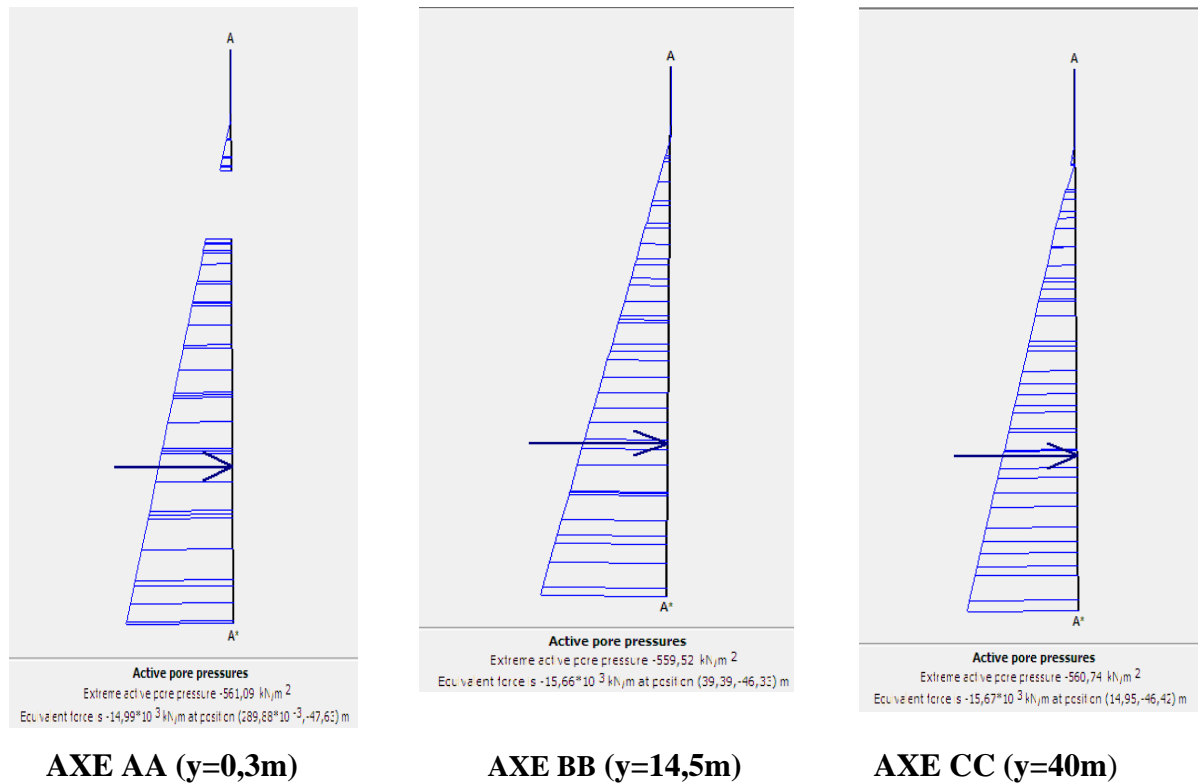


Figure V.25 : Les pressions interstitielles à t=60 jours

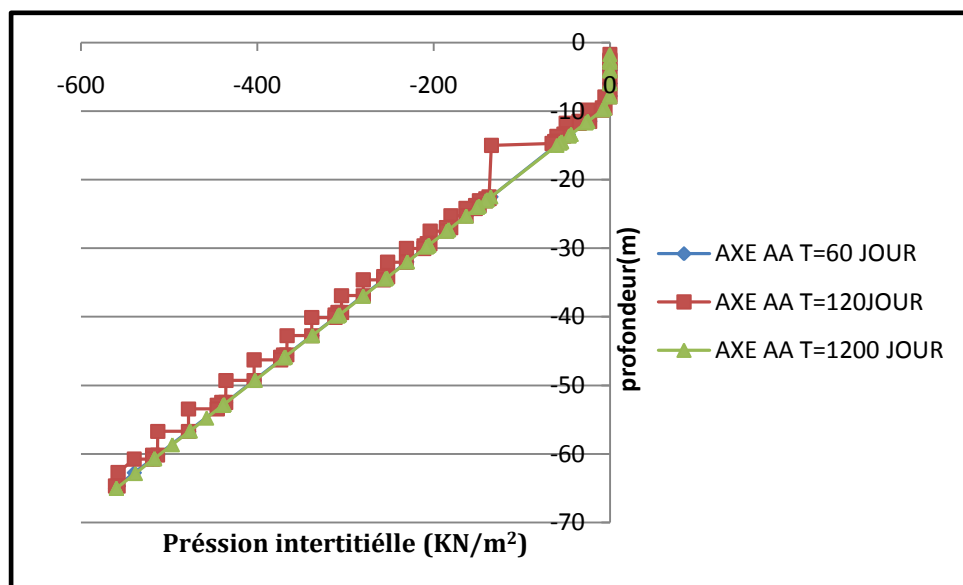


Figure V.26: Les pressions interstitielles : AXE AA (Y=0,3m).

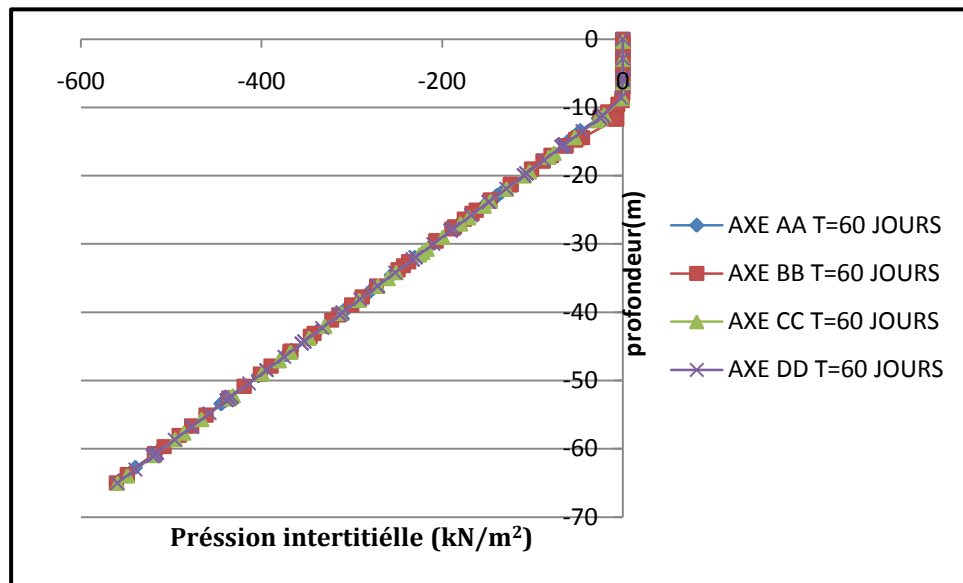


Figure V.27: Les pressions interstitielles dans les axes choisies à T=60 jours .

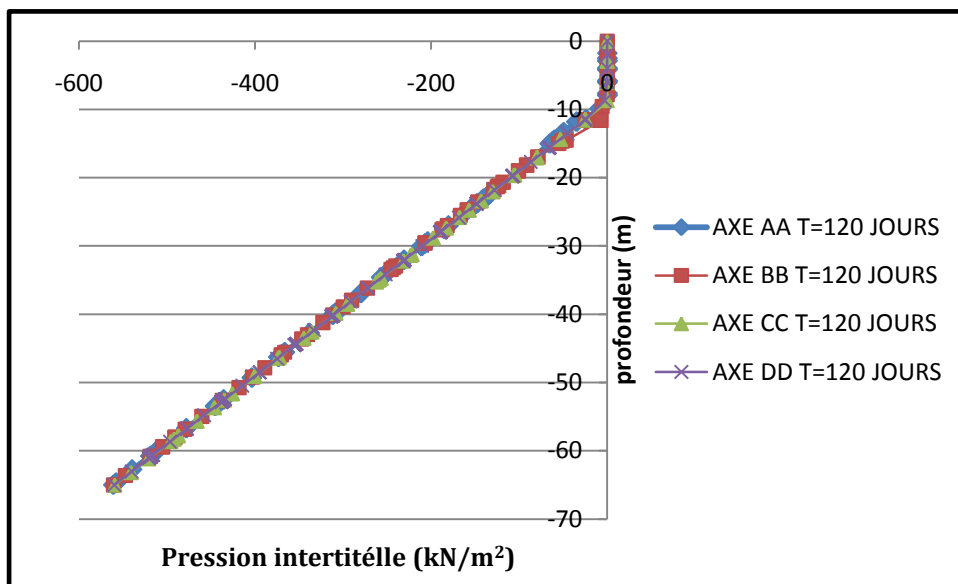


Figure V.28: Les pressions interstitielles : dans les axes choisies à T=120 jours.

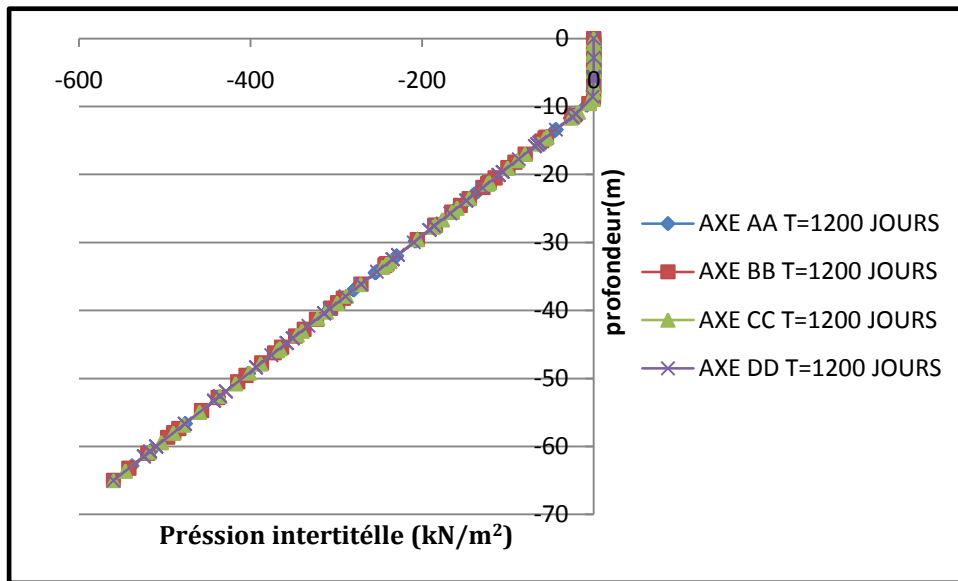


Figure V.29: Les pressions interstitielles : dans les axes choisies à T=1200 jours .

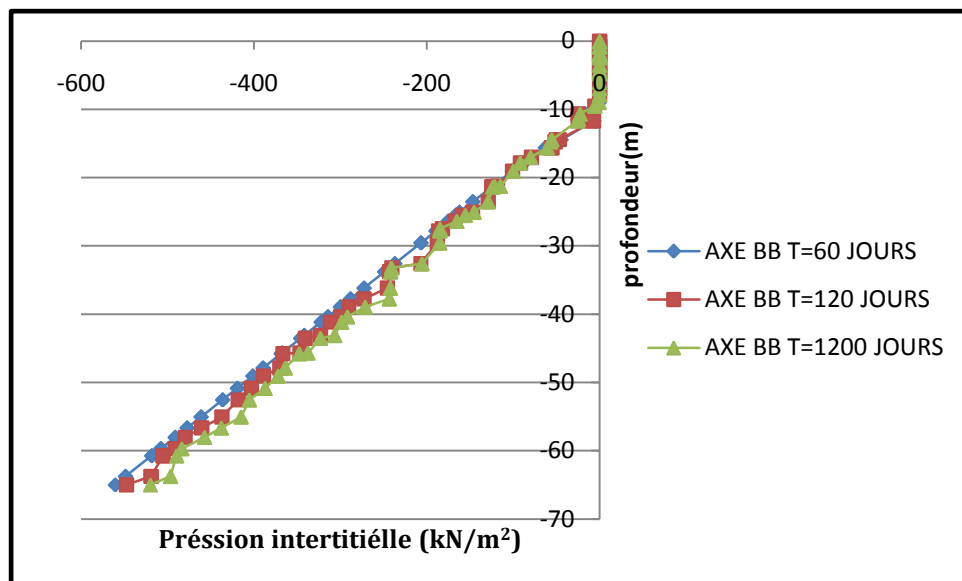


Figure V.30: Les pressions interstitielles : AXE BB(Y=14.5m),

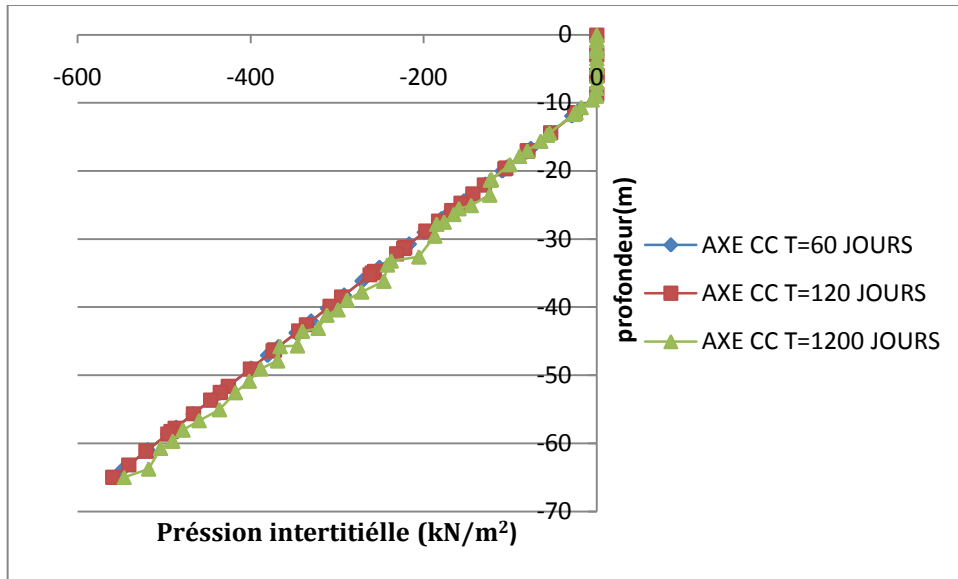


Figure V.31: Les pressions interstitielles : AXX CC (Y=40m)

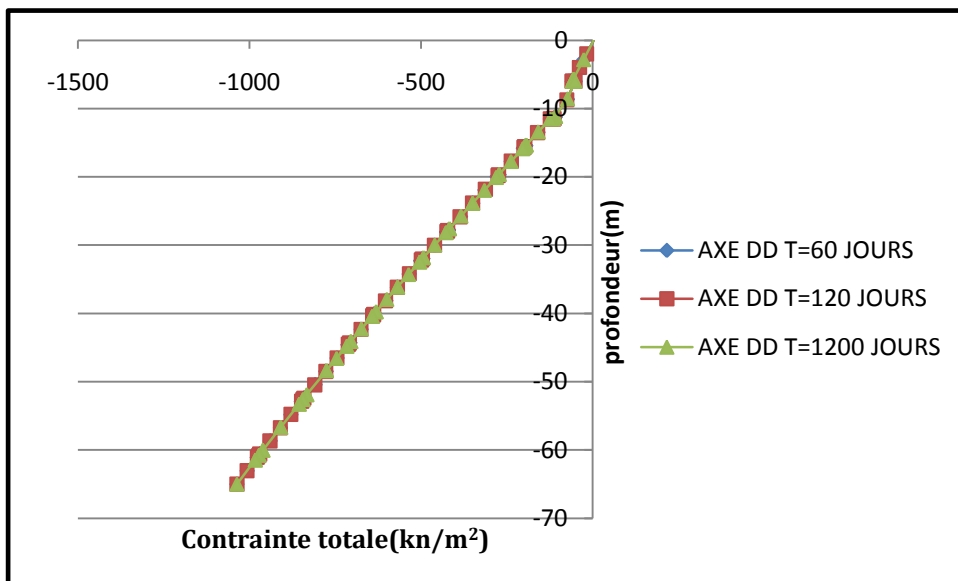


Figure V.32: Les pressions interstitielles : AXE DD (Y=79m)

V.4.2.4 Surpressions interstitielles

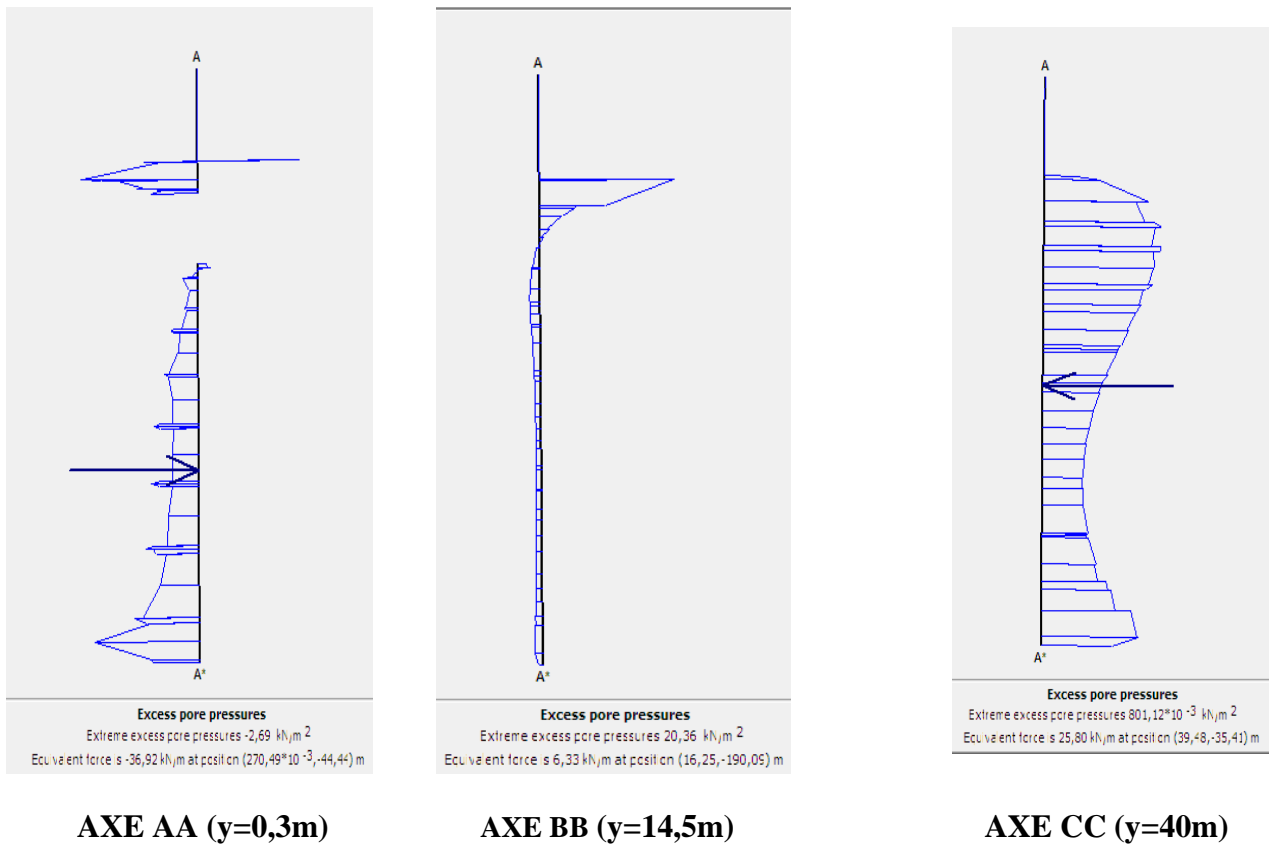


Figure V.33 : Les surpressions interstitielles à T=60 jours

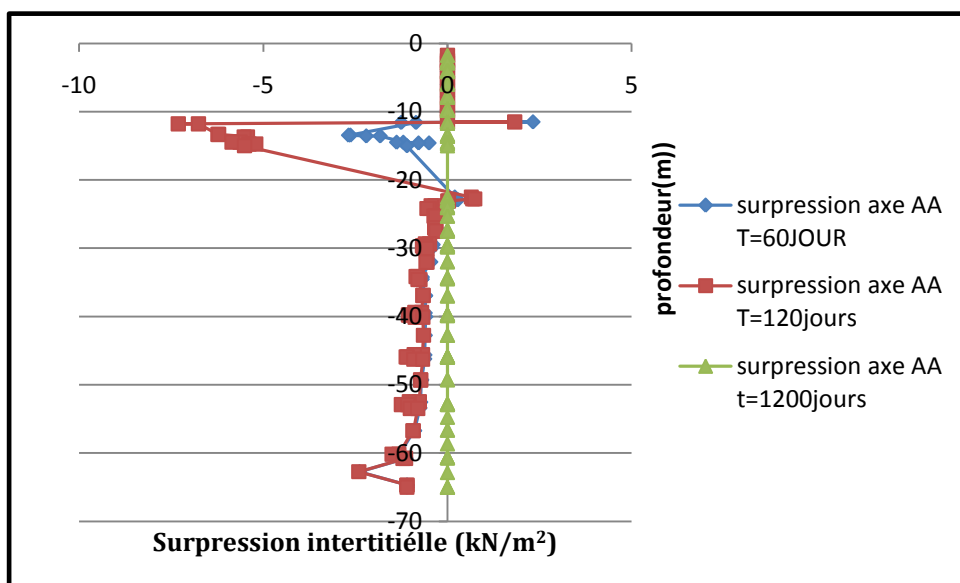


Figure V.34: Les surpressions interstitielles : AXE AA (Y=0.3m).

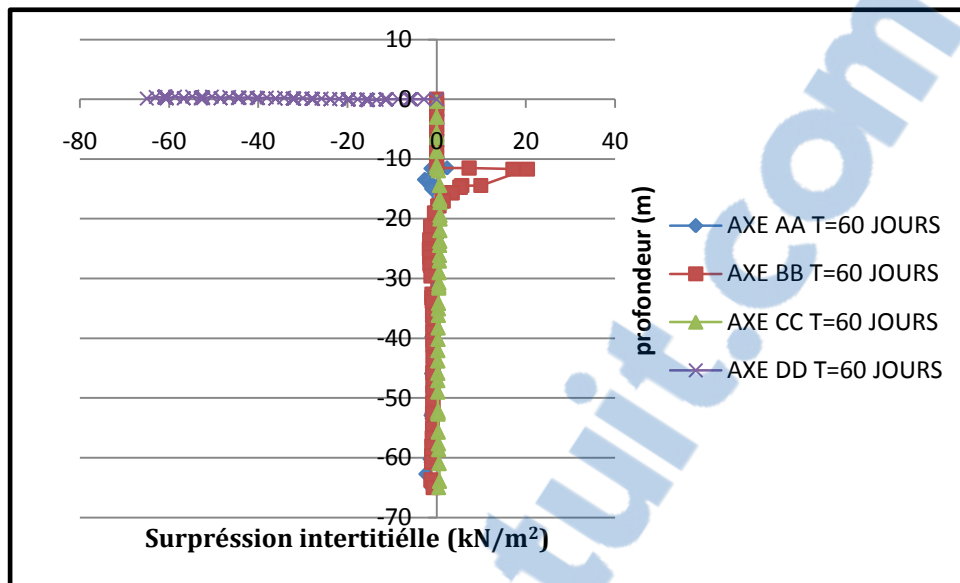


Figure V.35: Les surpressions interstitielles dans les axes choisies à T=60 jours.

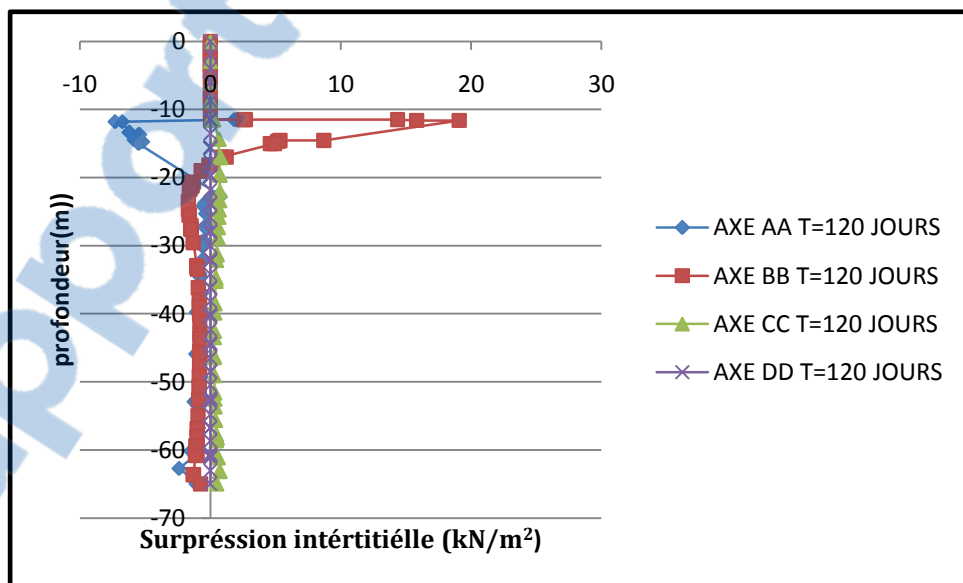


Figure V.36: Les surpressions interstitielles dans les axes choisies à T=120 jours.

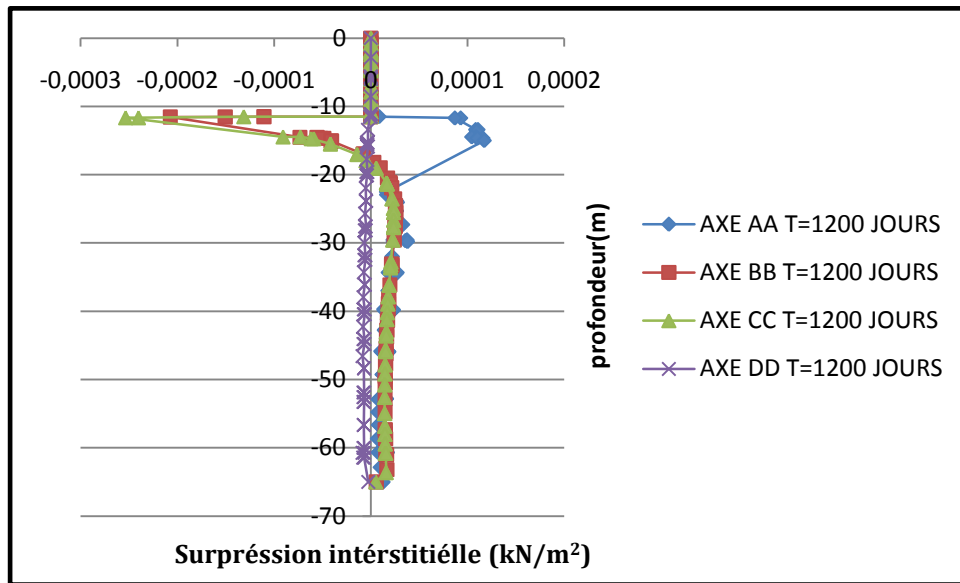


Figure V.37: Les surpressions interstitielles : dans les axes choisies à T=1200 jours.

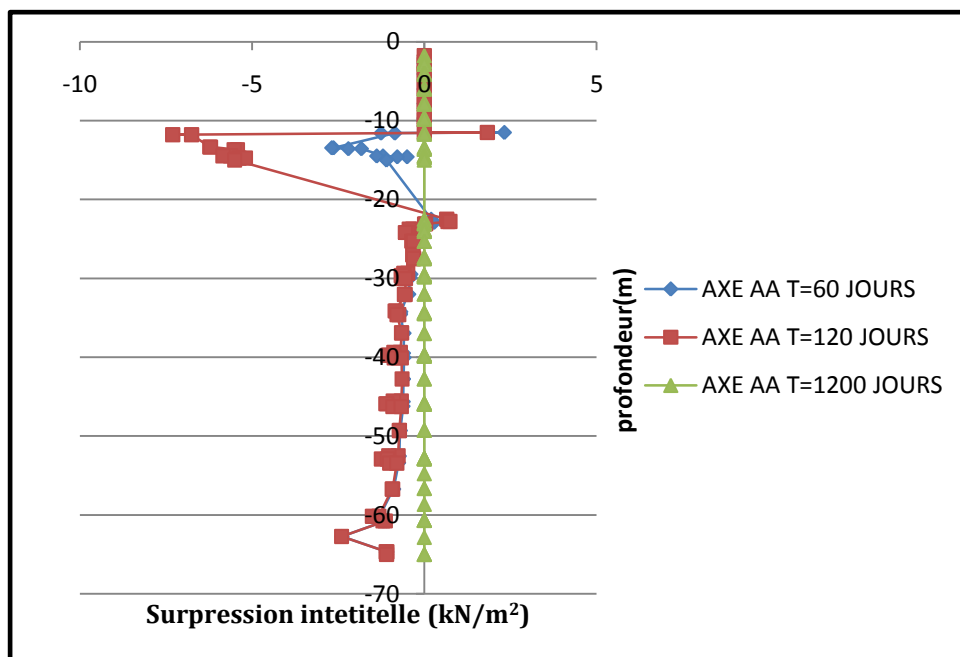


Figure V.38: Les surpressions interstitielles : AXE AA(Y=0.3m).

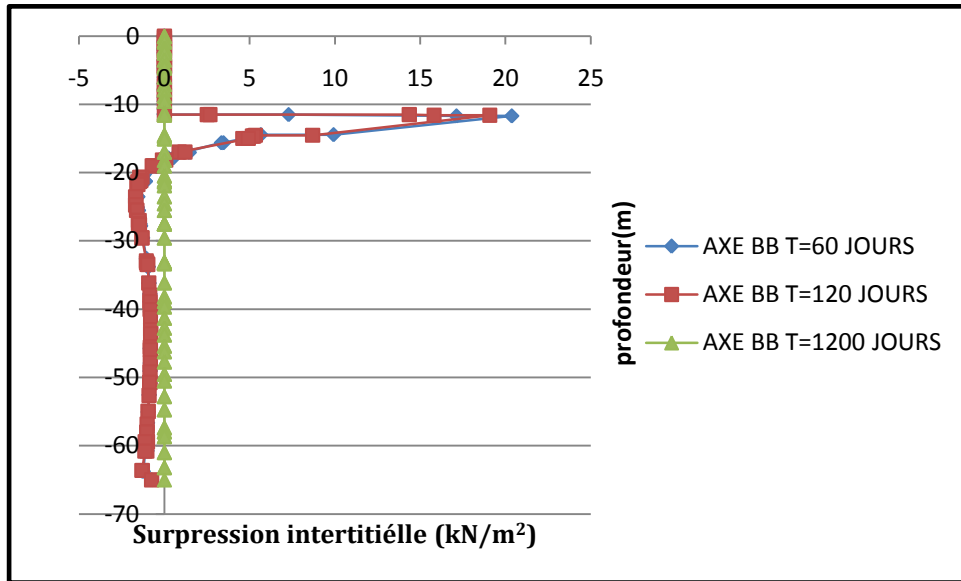


Figure V.39: Les surpressions interstitielles : AXE BB (Y=14.5m).

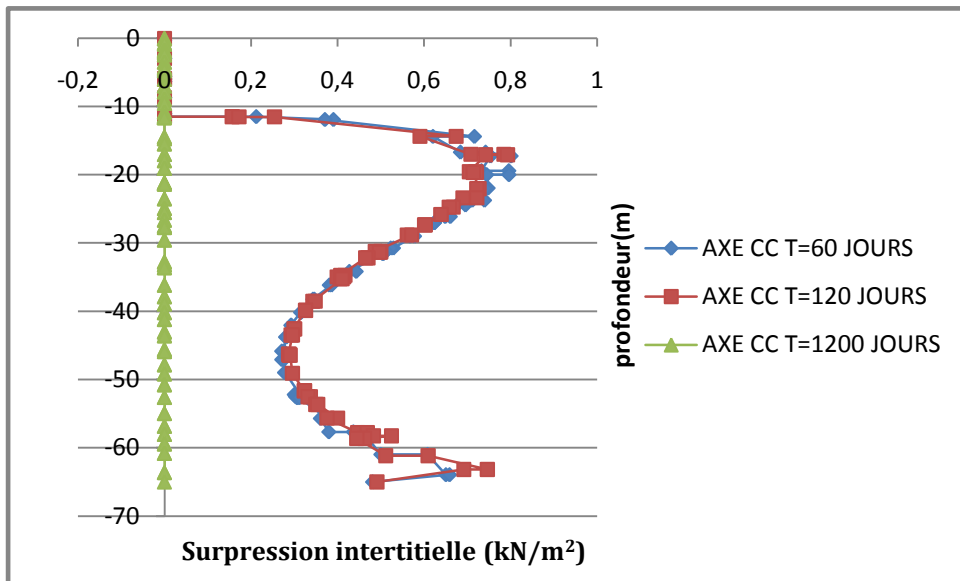


Figure V.40: Les surpressions interstitielles : AXE CC (Y=40m),

Les distributions des surpressions interstitielles autour de l'ouvrage issues de différents calculs sont présentées, les figures permettent de comparer les résultats obtenus à l'arrivée du front de taille.

A l'arrivée du front de taille, les résultats des calculs montrent une légère augmentation des pressions au-dessus du tunnel ; une diminution des pressions d'eau est, par contre, observée au niveau du radier du fait de la tendance au soulèvement du terrain.

Au passage du front, une augmentation importante des pressions interstitielles apparaît au-dessus des seins du tunnel ; ce phénomène est amplifié par les déformations plastiques du

sol (les surpressions les plus importantes se développent au même niveau que les zones fortement plastifiées). L'étendue de la zone concernée par ces surpressions

Au moment de l'arrêt de la pressurisation de la galerie, tous les résultats de calculs semblent indiquer que les surpressions d'eau induites par le creusement se sont complètement dissipées ; on constate, par contre, une diminution générale des pressions autour de l'ouvrage, par rapport aux conditions hydrostatiques initiales.

V.5. Résultats de la phase 8

1. Déformation de maillage

La déformation de maillage et des éléments structuraux sont représentés sur la figure V.41

On note que le déplacement max est de $5,97 \cdot 10^{-3}$ m.

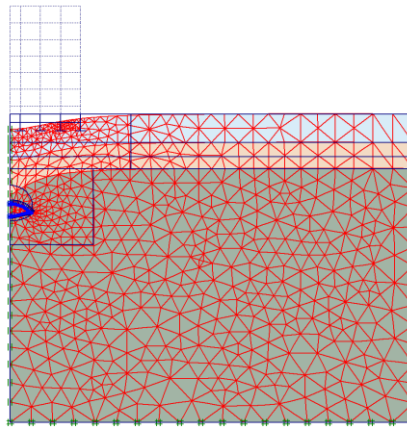


Figure V.41: Déformation de maillage de la phase 8

La déformée du maillage montre clairement l'existence d'une cuvette de tassement causé par la construction du tunnel, cette cuvette déjà citée dans l'étude bibliographique, On note aussi un certain raccourcissement du revêtement du tunnel, cela est dû aux différentes phases de construction tel que le creusement le remplissage du vide annulaire, la pose de soutènement

2. Efforts normaux et moment fléchissant

Nous présentons dans la Figure V.42 les résultats trouvés, le déplacement ainsi que la distribution des moments fléchissant les efforts normaux et les efforts tranchants.

- déplacement total à la clé de voûte est de -5,97 mm (tassement) et un déplacement total au radier est de 3,32 mm.
- l'effort de cisaillement maximum est de -10,98 kN/m
- Le moment fléchissant maximum est de -7,20 kNm/m
- Effort normal maximum est de -650,30 kN/m

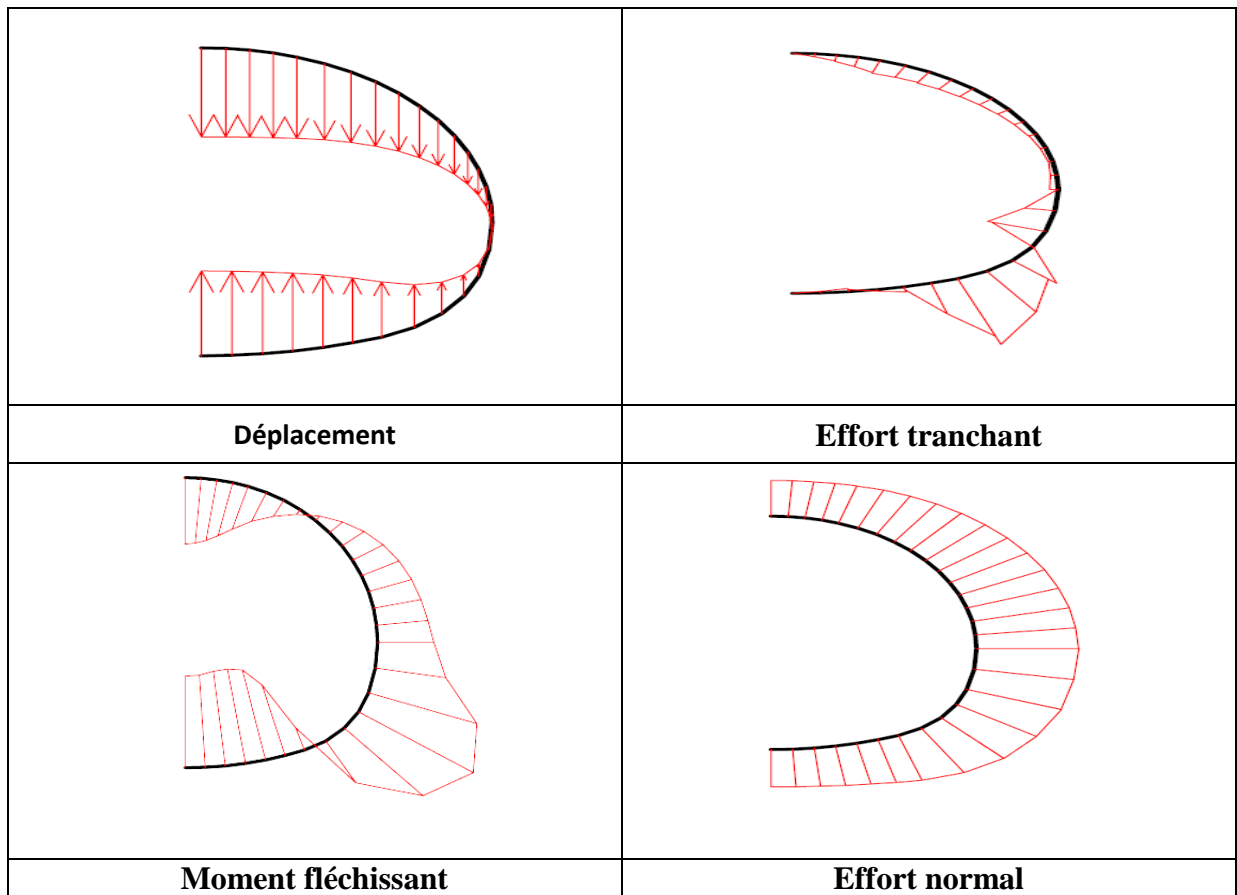


Figure V.42: Résultats au terme de la phase 8

V.6 Résultats de la phase 21

1. Déformation de maillage

On note grâce à la figure V.43 qu'un mouvement de sol s'est produit au niveau de la surface naturelle, ainsi qu'au niveau de l'excavation. On note que le déplacement max est de $14,1 \cdot 10^{-3}$ m.

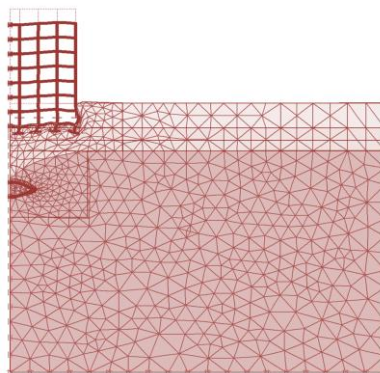


Figure V.43: Déformation de maillage de la phase 21.

2. Efforts normaux et moment fléchissant dans le revêtement :

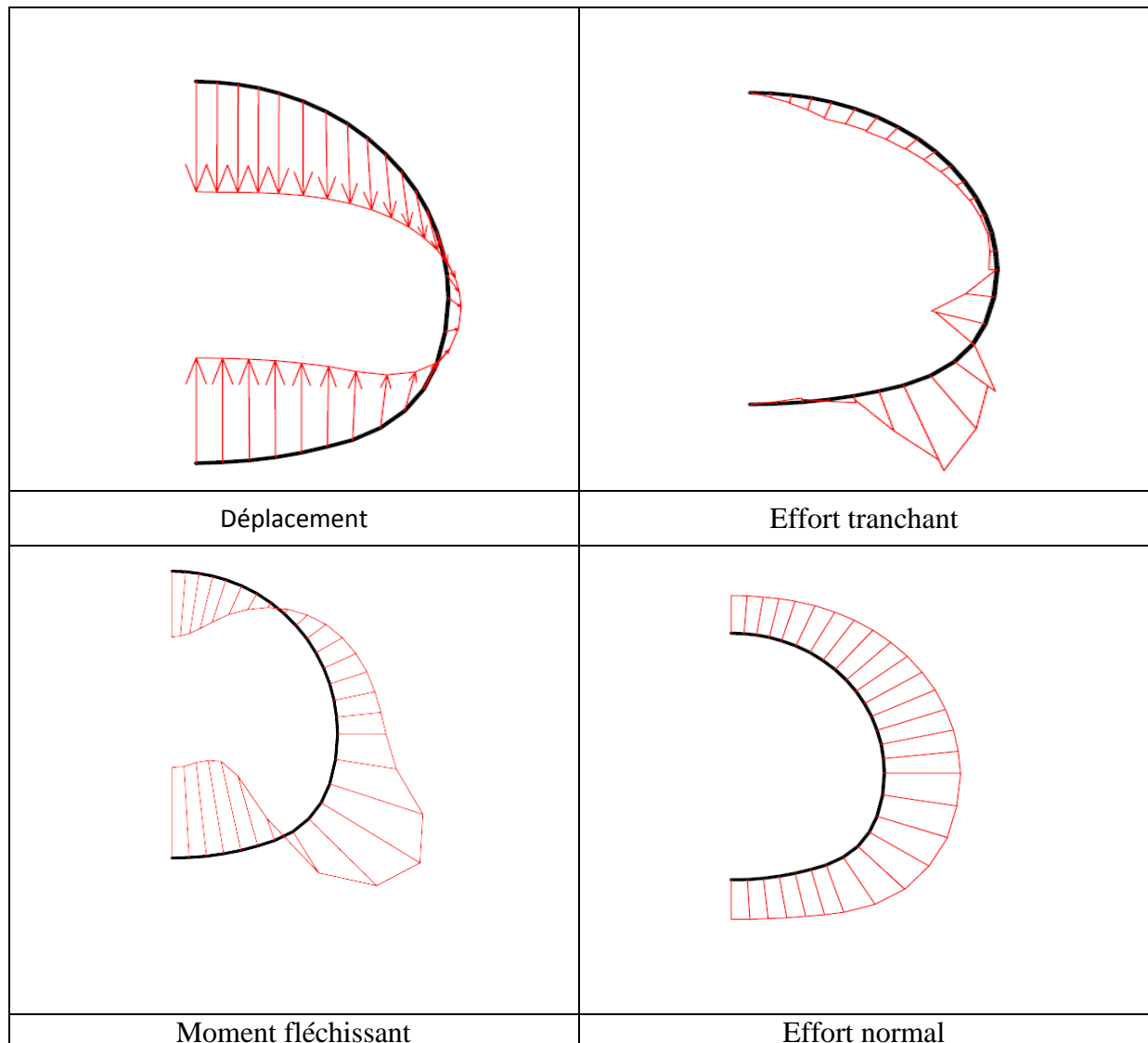


Figure V.44: Résultats au terme de la- phass21

Nous présentons dans la Figure V.44 les résultats trouvés, le déplacement ainsi que la distribution des moments fléchissant les efforts normaux et les efforts tranchants.

- déplacement total à la clé de voûte est de 14,1 mm (tassement) et un déplacement total au radier est de 7,01 mm.
- l'effort de cisaillement maximum est de -27,70 kN/m
- Le moment fléchissant maximum est de -34,55 kNm/m
- Effort normal maximum est de -830,66 kN/m

V.7 Comparaison entre les deux phases

La comparaison entre les deux phases est résumée dans le tableau (V.1) suivant :

Tableau (V.1) : Comparaison entre les deux phases

		Phase 8	Phase 21	Comparaison
Maillage	déplacement max (mm)	5,97	14,1	Augmentation
Déplacement max (mm)	déplacement à la clé de voûte (mm) (tassement)	-5,97	-14,1	Augmentation
	déplacement au radier (mm) (soulèvement)	3,32	7,01	Augmentation
	Effort de cisaillement (kN/m)	-10,98	27,70	Augmentation
	Moment (kNm/m) -	-7,20	-34,55	Augmentation

V.8.ETUDE PARAMETRIQUE

V.8.1 Introduction

On utilise la même coupe du projet, avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer, Le modèle de référence a été pris comme base pour cette étude paramétrique, elle concerne l'effet de : La modélisation et les paramètres géotechniques.

V.8.2 Effet du modèle de comportement

Nous présentons dans Les figures (V.45) ,(V.46) les tassements en surface et les déplacements à la clé de voûte pour les deux simulations (**variation du modèle de comportement**).

Pour la Modélisation avec le modèle (Hardening Soil Model, (HSM)) On conserve le même découpage de couches, les caractéristiques sont données dans le tableau B4(ANNEX B) Les autres caractéristiques sont les mêmes que ceux utilisés dans le cas du modèle de Mohr-Coulomb.

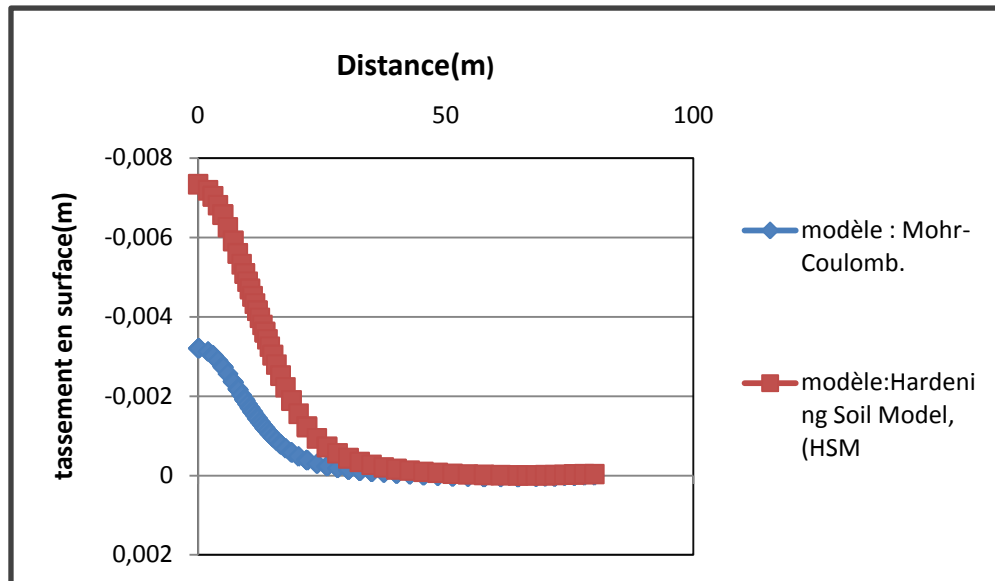


Figure V.45: Effet du modèle de comportement sur les tassements en surface (la phase8).

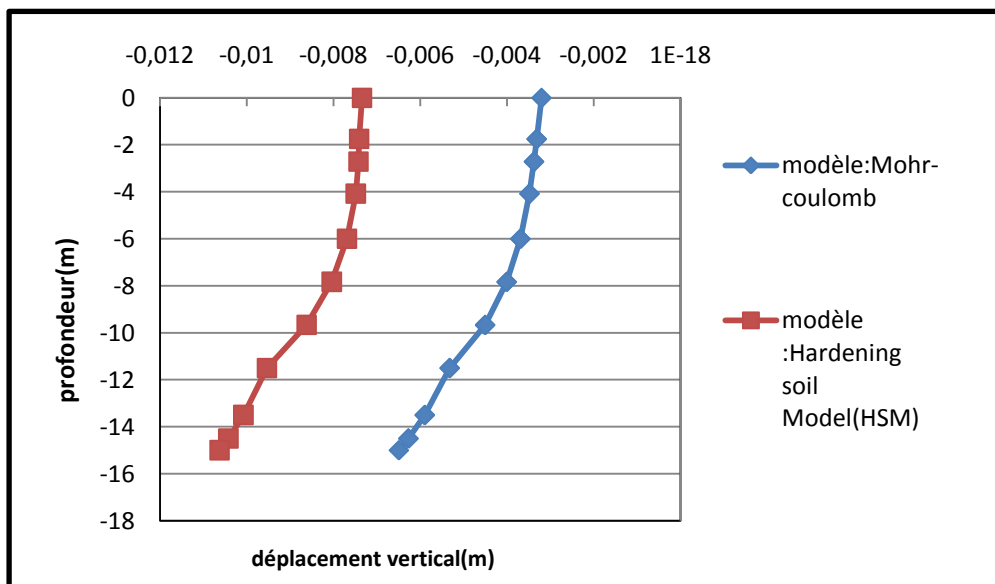


Figure V.46 : Effet du modèle de comportement sur le déplacement à La clé de voûte

On note à travers Les figure (V.47), (V.48) :

- on passe de Mohr-Coulomb au (HSM) : on constate une augmentation très importante sur les tassements en surface et les déplacements au dessus de la clé de voûte.

V.8.3 Effet de la fluctuation de la nappe.

Nous présentons dans Les figures (V.47), (V.48) les tassement en surface et les déplacements à la clé de voûte pour les différent cas de simulations (**variation du position de la nappe**).

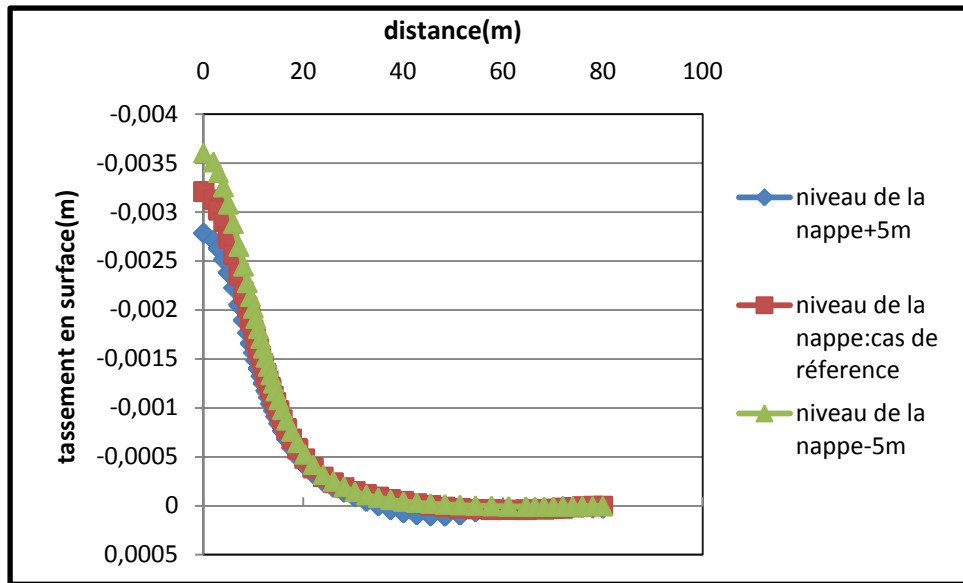


Figure V.47 : Effet de la fluctuation de la nappe sur les tassements en surface.

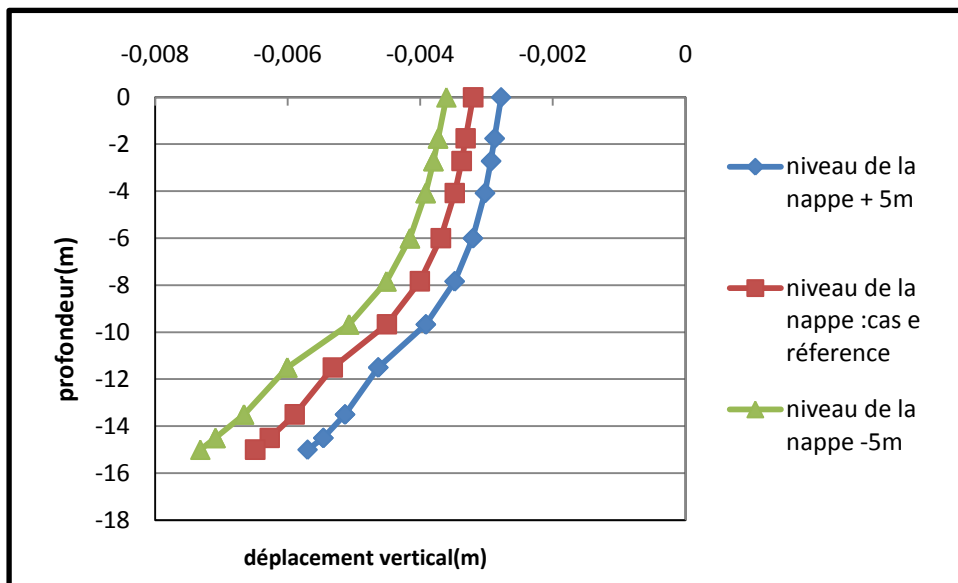


Figure V.48: Effet de la fluctuation de la nappe sur le déplacement à La clé de voûte.

On note à travers les figures (V.47), (V.48) que :

- Les tassements maximaux sont affectés par la variation de la position de la nappe, leurs amplitudes augmentent lorsque la position du nappe s'éloigne du surface naturelle.

- la montée progressive de la nappe phréatique entraîne une diminution des tassements en surface et des déplacements verticaux au dessus de la clé de voûte

V.8.4 Effet des interfaces

Nous présentons dans Les figure (V.49), (V.50) les tassements en surface et les déplacements verticaux au dessus de la clé de voûte pour les Différentes valeurs de **R**

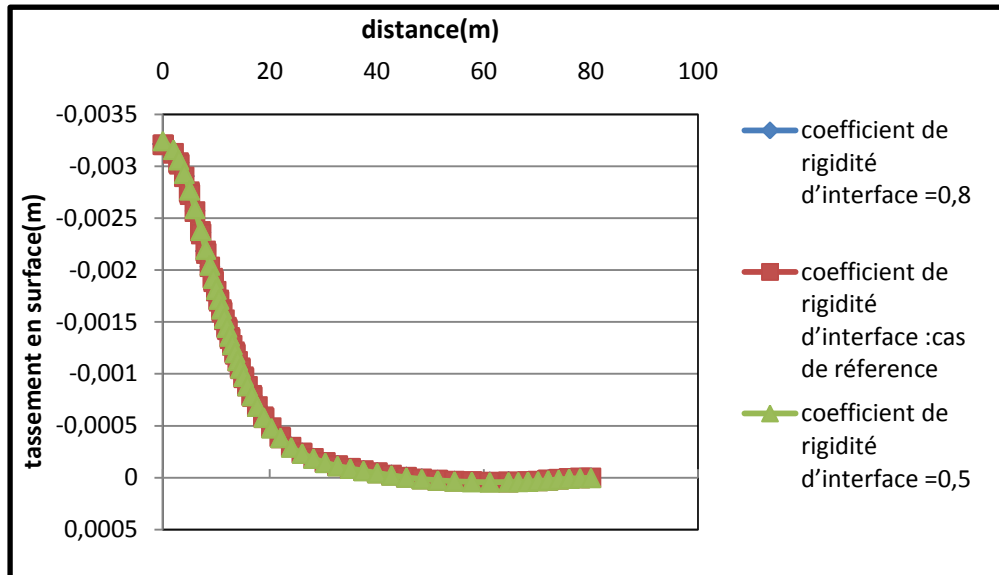


Figure V.49: Effet des interfaces sur les tassements en surface.

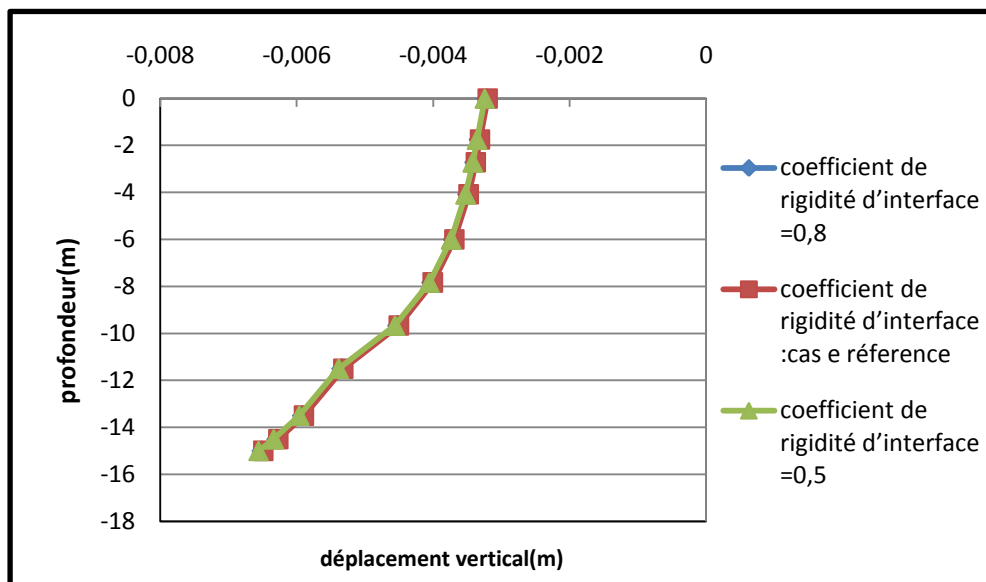


Figure V.50: Effet des interfaces sur le déplacement à la clé de voûte.

On note à travers les figures (V.49), (V.50) que La diminution du coefficient de rigidité d'interface conduite à une petite augmentation sur les tassements et les déplacements au dessus de la clé de voûte.

V.8.5 Effet des paramètres géotechniques

Pour ce qui concerne les paramètres géotechniques on va étudier l'influence de cinq types de paramètres.

- **Effet des paramètres du sol**

Les paramètres du sol sont : la cohésion c , l'angle de frottement ϕ , le module d'Young (module d'élasticité) E et le coefficient de Poisson ν .

V.8.5.1 Effet du coefficient de Poisson ν

Nous présentons dans Les figures (V.51), (V.52) les tassements en surface et les déplacements verticaux au dessus de la clé de voûte pour les Différentes valeurs du coefficient de Poisson

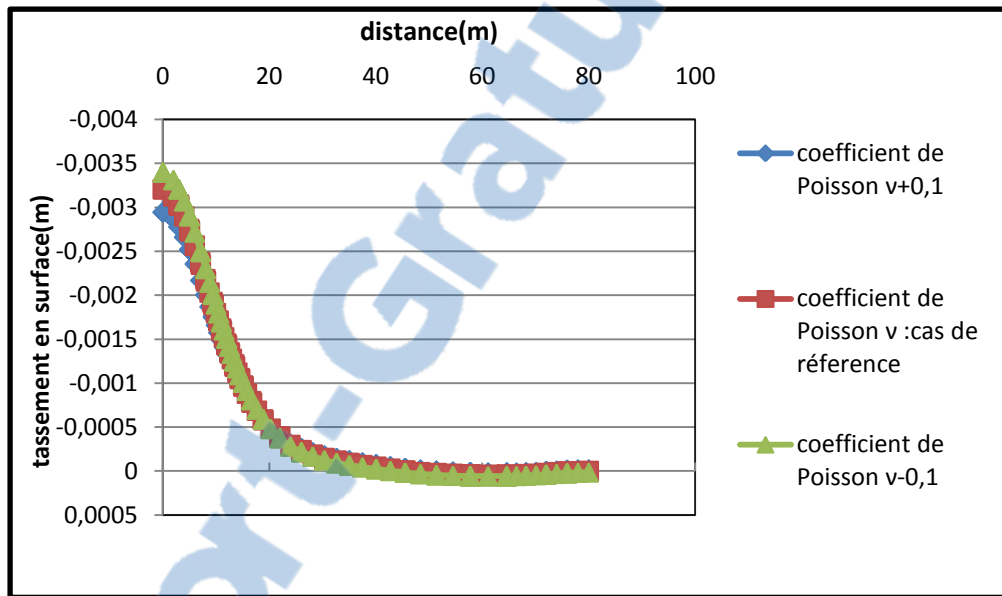


Figure V.51: Effet du coefficient de Poisson sur les tassements en surface

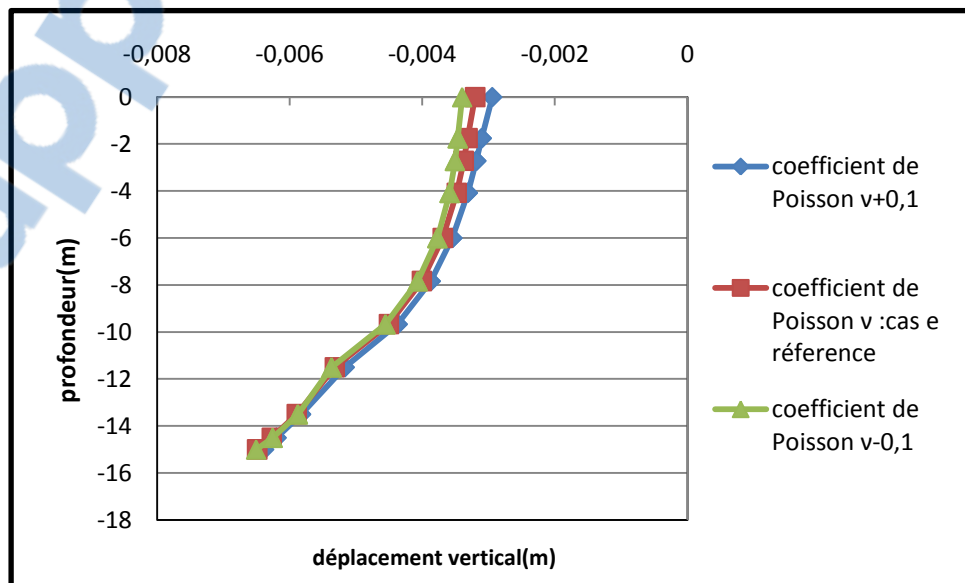


Figure V.52: Effet du coefficient de Poisson sur le déplacement à la clé de voûte.

On note à travers Les figures (V.51), (V.52) que les tassements en surface et les déplacements à la clé de voûte augmentent avec la diminution du coefficient de Poisson.

V.8.5.2 Effet du module d'Young E

Nous présentons dans Les figures (V.53), (V.54) les tassements en surface et les déplacements verticaux au dessus de la clé de voûte pour les Différentes valeurs du E

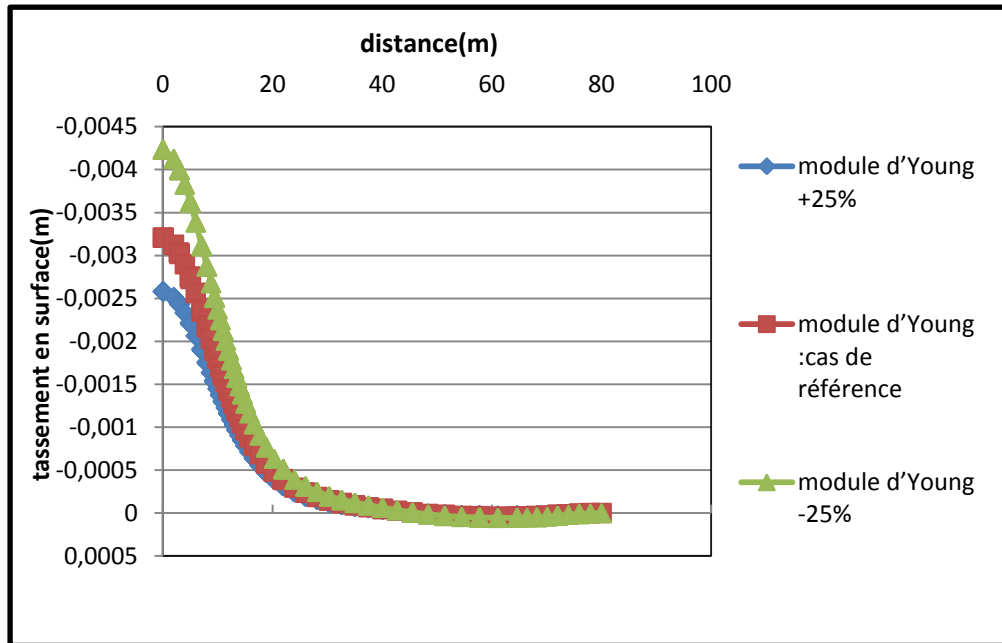


Figure V.53: Effet du module d'Young sur les tassements en surface.

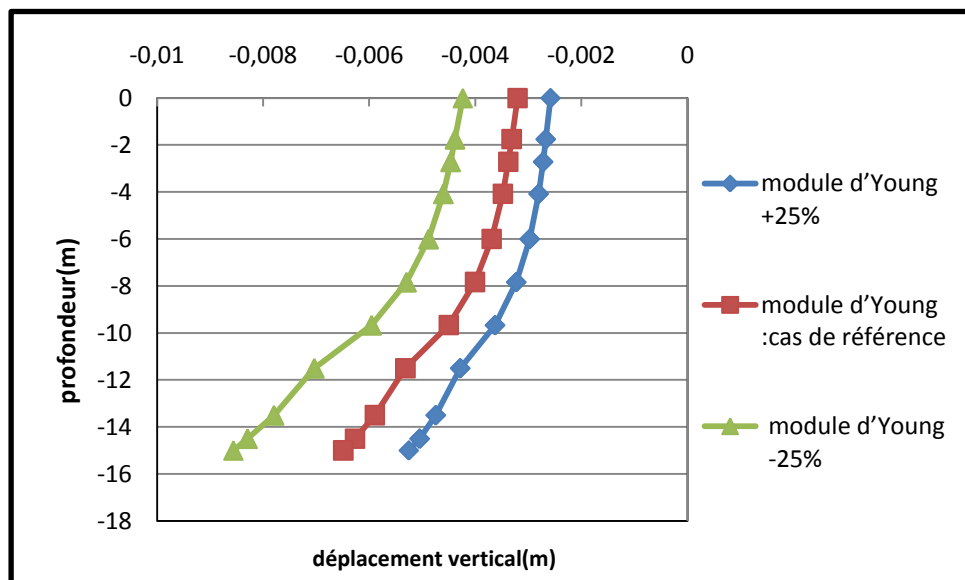


Figure V.54: Effet du module d'Young sur le déplacement à la clé de voûte.

Nous constatant à travers les figures (V.53), (V.54) que :

- ❖ Les tassements avec un module d'Young plus grande conduit à une diminution des tassements.
- ❖ pour une valeur du module d'Young plus grand les déplacements sont faibles
- ❖ L'augmentation du module d'Young rigidifie le sol et par conséquent les tassements se réduisent.

V.8.5.3 effet de l'angle de frottement φ

Nous présentons dans Les figures (V.55), (V.56) les tassements en surface et les déplacements verticaux au dessus de la clé de voûte pour les Différentes valeurs de φ

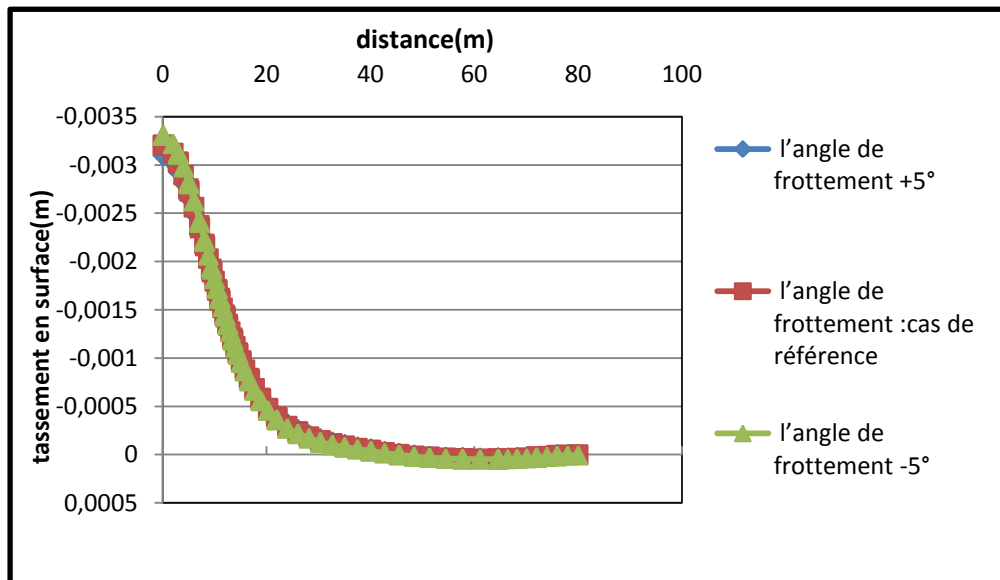


Figure V.55 : Effet de l'angle de frottement sur les tassements en surface.

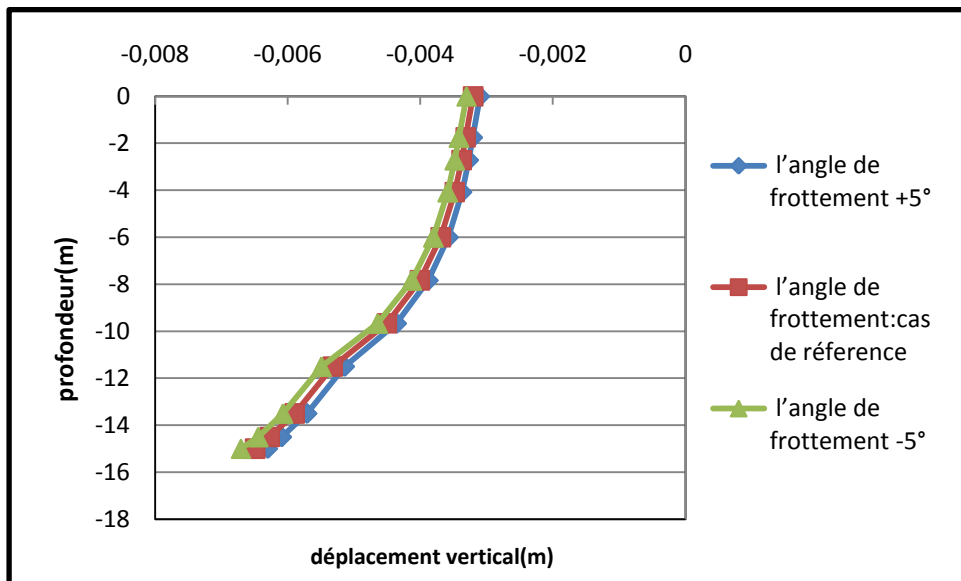


Figure V.56 Effet de l'angle de frottement sur le déplacement à la clé de voûte.

Nous constatons à travers les figures (V.55), (V.56) que:

- ❖ une réduction de l'amplitude du tassement maximum lorsque l'angle de frottement est de l'ordre et lorsqu'on note l'augmentation du tassement, on note aussi une sensible augmentation des déplacements horizontaux
- ❖ Plus l'angle de frottement est faible, plus les tassements en surface et les déplacements deviennent plus importants.

V.8.5.4 effet de la cohésion c

Nous présentons dans les figures (V.57),(V.58) les tassements en surface et les déplacements verticaux au dessus de la clé de voûte pour les différentes valeurs de la cohésion.

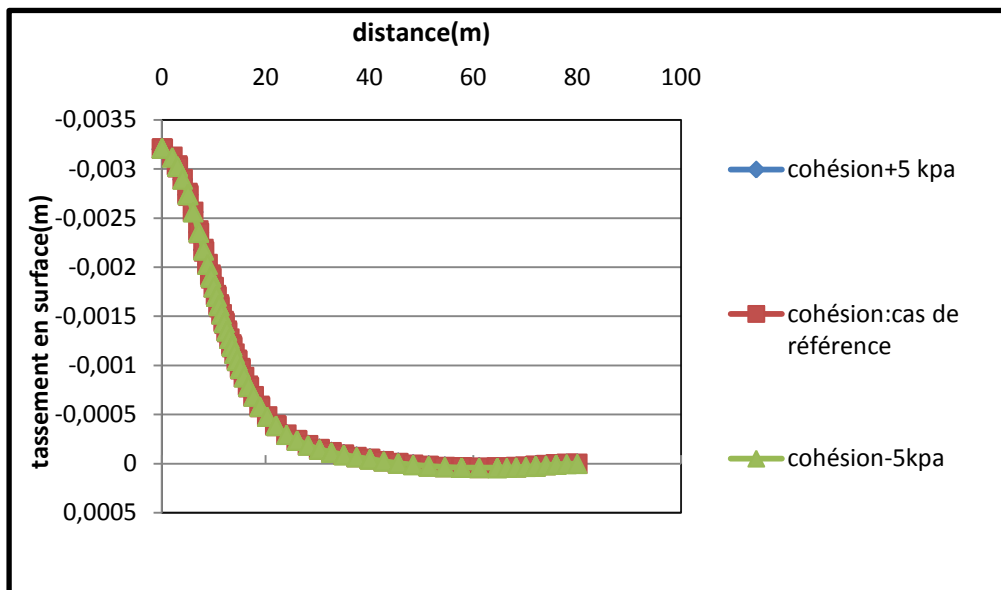


Figure V.57: Effet de la cohésion sur les tassements en surface.

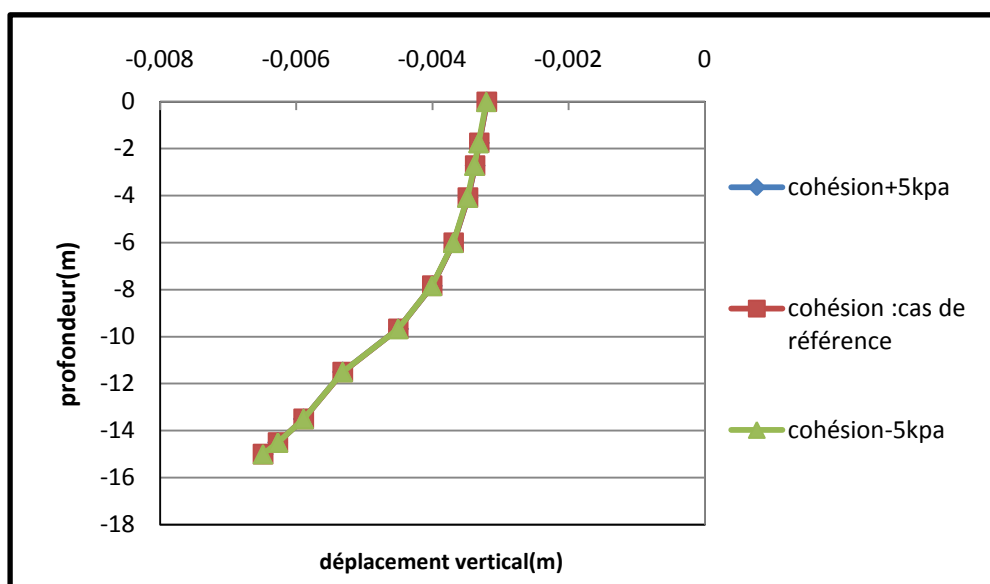


Figure V.58: Effet de la cohésion sur le déplacement à la clé de voûte.

On note à travers les figures (V.57), (V.58) que La cohésion a peu influencé sur les résultats des simulations. La cohésion permet effectivement d'augmenter la résistance du sol, et la rupture est alors atteinte pour le sol de faible cohésion.

V.9 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié les mouvements des sols créés par le creusement d'un tunnel. Les mouvements dans le sol sont liés aux différentes phases de construction, cette étude menée à partir d'une simulation numérique de la consolidation des sols due à la construction des tunnels à travers un exemple de calcul en utilisant le modèle de comportement le plus utilisé par les géotechniciens en général ; le modèle de Mohr-Coulomb toutefois, il existe d'autres modèles de comportements qui sont capables de simuler le comportement réel du sol d'une manière plus fidèle.

On a essayé d'utiliser une méthodologie aussi simple que possible afin que le lecteur puisse suivre correctement la démarche utilisée et les résultats du calcul. L'application de cette méthodologie au creusement d'un tunnel a donné des mouvements de sol qualitativement comparables à ceux tirés de la littérature,

D'après l'étude paramétrique sur l'influence des paramètres rhéologiques, on a noté que les paramètres géotechniques ont une influence évidente sur le comportement des sols surtout sur les tassements d'où le besoin d'une bonne détermination de ces paramètres,

Cette étude nous a éclairé sur les points suivants :

- La modélisation des phases de construction d'un ouvrage souterrain nécessite :
 - l'emploi de lois de comportement adaptées pour le sol et pour les structures
 - lois d'interface entre les matériaux
 - l'utilisation d'éléments spéciaux pour traiter la discontinuité
 - la détermination des chargements, des conditions aux limites
 - les mesures in situ, des données géotechniques

-Les résultats de ces modèles numériques sont toujours influencés par les divers paramètres de calcul ou géotechnique. d'après l'étude paramétrique sur l'influence des paramètres rhéologiques, on a noté que les paramètres géotechniques ont une influence évidente sur le comportement des sols surtout sur les tassements d'où le besoin d'une bonne détermination de ces paramètres, Les paramètres les plus influents sont le coefficient de poisson, le module de Young et l'angle de frottement ainsi les paramètres le type de maillage et la position de la nappe quant à l'influence du creusement d'un éventuel tunnel sur l'allure des tassements dus à la présence d'une structure en surface.

-Les résultats présentés portent essentiellement sur l'influence du pas de temps sur la forme et l'amplitude des déplacements et des pressions interstitielles autrement dit, si ce choix est faible, l'évolution de la courbe apparaît nettement sur la courbe semi logarithmique mais cette technique devient plus coûteuse en temps de calcul, contrairement, si ce choix est grand, les résultats obtenus n'expriment pas clairement le phénomène de consolidation, pour cela, il faut que le pas du temps soit économique en temps de résolution et fiable pour les résultats obtenus.

Conclusion générale

Conscients de la difficulté à la fois théorique et numérique que pose les problèmes de couplage hydromécanique, nous avons adopté au cours de ce travail une démarche par étapes :

Dans une première étape, nous avons analysé le phénomène de consolidation unidirectionnelle dans un milieu saturé selon les hypothèses de Terzaghi, il s'est avéré que dans ce cas, la consolidation est un comportement transitoire des sols fins saturés entre leur état non drainé (court terme) et leur état drainé (long terme) elle résulte de l'interaction de la compressibilité du sol et de sa perméabilité

La synthèse de ces travaux a permis de dégager le point d'évolution actuelle dans le domaine de traitement de la consolidation des argiles , les modèles Cam –Clay et Cam – Clay modifié sont toujours les plus utilisées pour simuler le comportement des sols ; le calcul couplé et adopté , dans la majorité des cas, pour étudier des barrages et des remblais, on voit apparaître toutefois quelques rares applications de tunnel et d'excavations verticales traitées en analyse couplées , l'utilisation du modèle visco élastoplastique se développe également.

Dans une seconde étape nous sommes intéressé au traitement de la consolidation des sols autour d'un tunnel une recherche bibliographique d'analyser les principales approches développées pour traiter ce problème et étudier les principales observations in situ sur le comportement des sols argileux auteurs des tunnels creusé.

Les travaux d'excavation d'un tunnel créent inévitablement une variation de l'état des contraintes autour de tunnels (l'augmentation des pressions interstitielles, et notamment au niveau des reins du tunnel...),Ces phénomènes sont caractérisés par une évolution des tassements dans le temps et par une extension plus importante de leur étendue à la surface.

La modélisation numérique de phénomène de consolidation des sols autour des tunnels exige l'utilisation d'un code de calcul, le choix d'un modèle (uni, bi ou tridimensionnelle), la définition d'hypothèses simplificatrices (géométrie, conditions aux limites, etc.), l'élaboration d'un maillage, l'affectation d'un modèle rhéologique au massif (loi de comportement du massif (élasticité, plasticité, viscosité, etc.)), la définition d'un phasage de creusement et de mise en place de soutènements, etc.

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

Les résultats des calculs numériques en géotechnique sont toujours influencés par les divers paramètres de modélisation ou géotechnique (le maillage, la précision des calculs, paramètres de cisaillement du sol, modèle de comportement, etc.). Les paramètres les plus influents sont le coefficient de poisson, le module de Young et l'angle de frottement ainsi les paramètre le type de maillage et la position de la nappe quant à l'influence du creusement d'un éventuel tunnel sur l'allure des tassements dus a la présence d'une structure en surface.

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

✓ **Éléments structuraux**

✓ *Caractéristiques de la paroi moulée*

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Types de matériaux	Elastique	-
Rigidité Normale	EA	$1,03.10^7$	KN
Rigidité à la flexion	EI	$6,984.10^5$	$KN.m$
Epaisseur Equivalente	d	0,9	m
Poids	w	7,2	kN
Coefficient de poisson	ν	0,2	-

Tableau A1: *Caractéristiques de la paroi moulée*

✓ *Caractéristiques de la dalle*

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Types de matériaux	Elastique	-
Rigidité Normale	EA	$6,898.10^6$	KN
Rigidité à la flexion	EI	$2,069.10^5$	$KN.m$
Epaisseur Equivalente	d	0,6	m
Poids	w	4,8	kN
Coefficient de poisson	ν	0,2	-

Tableau A2 : *Caractéristiques de la dalle*

✓ *Caractéristiques de la palplanche*

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Types de matériaux	Elastique	-
Rigidité Normale	EA	$3,44.10^6$	KN
Rigidité à la flexion	EI	$4,935.10^4$	$KN.m$
Epaisseur Equivalente	d	0,415	m
Poids	w	1,29	kN
Coefficient de poisson	ν	0,3	-

Tableau A3: *Caractéristiques de la Palplanche*

✓ *Caractéristiques du buton*

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Types de matériaux	Elastique	-
Rigidité Normale	EA	2.10^6	KN
Espacement	L_s	5	m
Force de Buton 1	F	162,800	KN
Force de Buton 2	F	321,500	KN

Tableau A4 : *caractéristiques du Buton*

Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage

La coupe géotechnique retenue pour le calcul et décrite comme suit :

- de 0 à 6 m de profondeur : terrains quaternaires ;
- de 6,5 à 11,5 m de profondeur : Molasse sableuse ;
- à partir de 11,5 m de profondeur : Marnes.

Le toit de la nappe est pris en position normale à 9 m de profondeur.

La définition géométrique retenue pour l'ouvrage est présentée sur la figure B1. L'ouverture intérieure est de 8,82 m sur une hauteur de 7,54 m l'ouvrage est composé d'un soutènement en béton projeté B25, de 15 cm d'épaisseur en radier et de 20 cm en voûte et piédroits ou il associé à des cintres HEB120 espacés de 1,5 m ,et d'un revêtement définitif en béton B35 de 40 cm d'épaisseur en voûte à 60 cm d'épaisseur en radier.

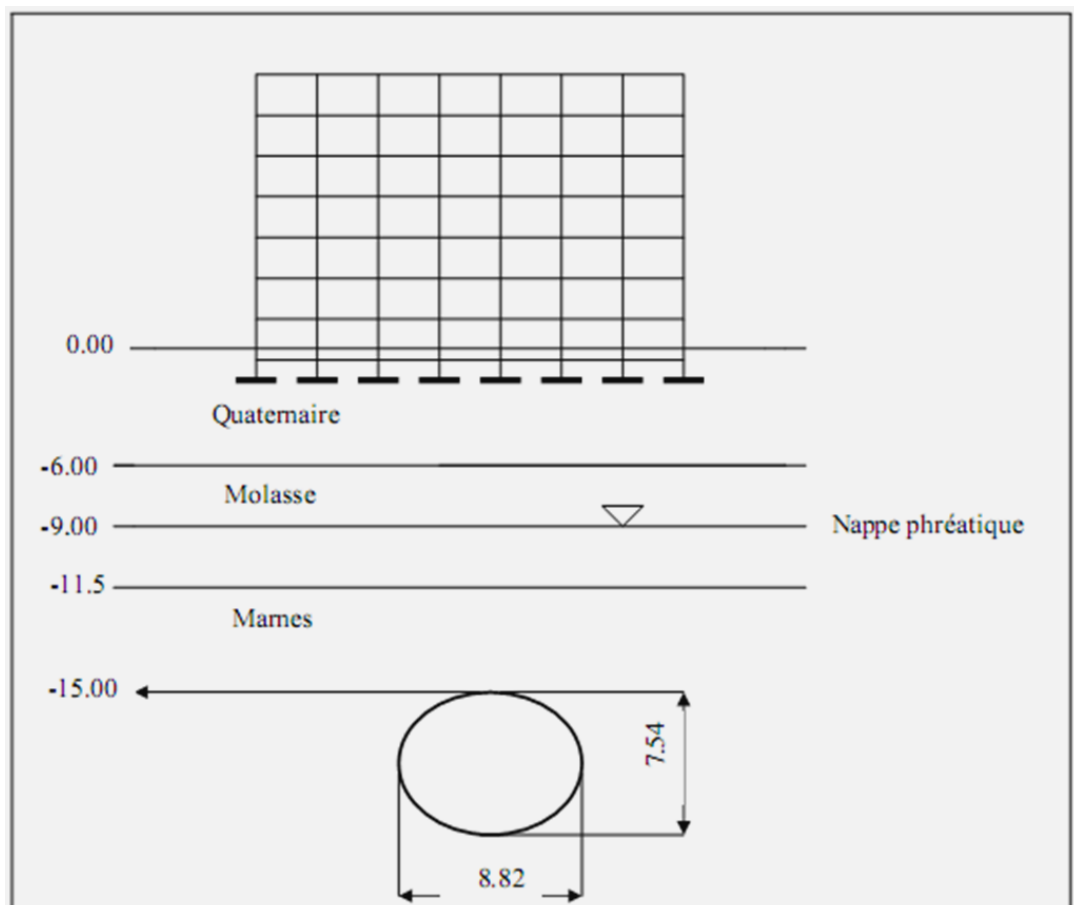


Figure B1 : Vue en coupe du projet.

Caractéristiques géotechniques des matériaux

Les caractéristiques géotechniques prises en pour les différentes couches sont présentées dans les tableaux **B1** et **B2**.

Formations	γ_d (kN/m ²)	γ (kN/m ²)	E_0 (Mpa)	E_∞ (Mpa)	ν	K_0	Court terme		Long terme	
							Cu (kPa)	ϕ_u (°)	C' (kPa)	ϕ' (°)
Quaternaire	19	22	120	100	0.25	0.54	30	27.5	10	27.5
Molasse	17	20.5	120	100	0.25	0.46	5	32.5	0	32.5
Marnes	22	24	500	350	0.30	0.50	250	30.0	150	30.0

Tableau B1: *Caractéristiques géotechniques du sol.*

Formations	k_h (m/jour)	k_v (m/jour)	R_i Rigidité des interfaces
Quaternaire	12,96	12,96	1
Molasse	4,32	4,32	1
Marnes	$8,6 \cdot 10^{-9}$	$8,6 \cdot 10^{-9}$	1

Tableau B2: *Perméabilités du sol et rigidité des interfaces.*

Le paramètre R_{inter} , est défini ci-dessous :

$$\tan \phi_{i \text{ interface}} = R_{inter} \phi_{sol} \text{ ET } C_{interface} = R C_{sol} .$$

Avec : $C_{sol} = C_{ref}$.

Caractéristiques mécaniques des soutènements, revêtements et de la superstructure

Les caractéristiques mécaniques retenues pour les béton des soutènements et revêtements sont les suivants : Soutènement provisoire en béton projeté (béton B25) :

- poids volumique : $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- module d'Young : $E_0 = E_\infty = 10\,000 \text{ MPa}$
- coefficient de poisson : $\nu = 0,2$

Revêtement définitif (béton B35) :

- poids volumique : $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

- module d'Young à court terme : $E_0 = 24\,000\text{ Mpa}$
- module d'Young à long terme : $E_\infty = 12\,000\text{ MPa}$
- coefficient de poisson : $\nu = 0,2$

La partie matériau composite (cintres +béton projeté) du soutènement provisoire a été traitée en matériau homogénéisé. Les caractéristiques (épaisseur e_{eq} et module E_{eq}) de ce matériau ont été de sorte que :

$$E_{eq}e_{eq} = \sum E_i A_i \qquad E_{eq} e_{eq}^3 = 12 \sum E_i I_i$$

ou A_i et I_i sont respectivement les sections et les inerties au mètre linéaire de chacun des éléments du matériau composite . nous obtenons les caractéristiques récapitulées dans le tableau **B3**.

Rigidité	Soutènement provisoire		Revêtement définitif		Superstructure	
	Court terme	Long terme	Court terme	Long terme	Court terme	Long terme
Rigidité normale EA (kN /m)	$2,45 \cdot 10^6$	$2,45 \cdot 10^6$	$1,2 \cdot 10^7$	$6 \cdot 10^6$	$5 \cdot 10^6$	$5 \cdot 10^6$
Rigidité de flexion EI (kN.m ² /m)	$7,82 \cdot 10^3$	$7,82 \cdot 10^3$	$2,5 \cdot 10^5$	$1,25 \cdot 10^5$	$2,6 \cdot 10^4$	$2,6 \cdot 10^4$

Tableau B3. *Caractéristiques mécaniques des soutènements, des revêtements et de la superstructure*

Couches	E_{50}^{ref} (Mpa)	E_{oed}^{ref} (Mpa)	K_0^{nc}	m
Quatenaire	$4 \cdot 10^4$	$4 \cdot 10^4$	0,463	0,55
Molasse	$5 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$	0,410	0,5
Marnes	$2 \cdot 10^5$	$2,3 \cdot 10^5$	0,454	1

Tableau B4: *Paramètres modèle (Hardening Soil Model, (HSM)).*

Glossaire des principaux termes utilisés pour les tunnels

➔ **Abattage**

Opération de désagrégation du terrain à excaver provoquant sa chute au pied de la paroi attaquée où les déblais sont repris par les engins de marirage. Ce terme est également employé, notamment au pluriel, pour désigner certaines phases d'exécution en section divisée (abattages latéraux).

➔ **Aléreur**

Machine à appui radial réalisant la section définitive par alésages successifs à partir d'un avant-trou axial.

➔ **Anneau**

Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au moyen d'un tunnelier.

➔ **Anneau universel**

Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au tunnelier dont les faces avant et arrière ne sont pas parallèles de manière à prendre une direction dépendant de la position de la clé.

➔ **Avancement**

Longueur de tunnel sur laquelle une opération est effectuée pendant un temps donné (heure, jour, mois, poste). L'opération peut être une opération élémentaire (excavation, petite galerie, bétonnage, demisection supérieure) ou l'ensemble d'un cycle d'opérations concourant à l'exécution de tout ou partie d'un tronçon d'ouvrage.

➔ **Blindage**

Opération consistant à bloquer les terrains instables autour de l'excavation. Le blindage est obtenu la plupart du temps à l'aide de plaques en métal ou en béton, jointives ou non, bloquées au terrain encaissant et s'appuyant sur les cintres. Ce terme peut aussi désigner le matériel utilisé pour cette opération.

➔ **Blocage**

Opération de mise en place d'un matériau (généralement du béton) utilisé pour le remplissage de l'espace vide entre un soutènement et la surface excavée.

➔ **Bouchon**

En galerie ou en puits les mines disposent d'un plan unique de dégagement, constitué par le front d'abattage. Le bouchon est le plus petit ensemble de mines susceptible d'engendrer une seconde surface de dégagement en créant une cavité de forme donnée dont la profondeur atteint la longueur choisie pour l'abattage. Le bouchon peut être creusé manuellement, mécaniquement ou à l'explosif.

➔ **Bouclier**

Système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en oeuvre à l'abri du bouclier.

➔ **Bouclier à air comprimé**

Bouclier travaillant sous enceinte d'air comprimé. La pression d'air comprimé peut être limitée, soit au seul front de taille soit à l'ensemble du chantier d'avancement.

➔ **Bouclier à boue**

Bouclier utilisant une boue qui, placée dans la partie avant du bouclier, assure à la fois la stabilité provisoire des parois et le transport des déblais.

➔ **Bouclier à front pressurisé**

Bouclier à front fermé dont la chambre d'abattage est mise en pression contrôlée.

➔ **Bouclier à pression de terre**

Bouclier à front pressurisé dont la pression sur le front de taille est exercée par le terrain excavé.

➔ **Boulon**

Tige métallique destinée à renforcer la roche. Mise en place dans un forage, elle est ancrée dans la roche à une extrémité ou sur toute sa longueur et serrée sur la surface rocheuse au moyen d'une plaque et d'un écrou à l'autre extrémité qui est filetée. Pour renforcer le front de taille des tunnels on utilise des boulons en fibre de verre de grande longueur, faciles à détruire lors de l'abattage.

➔ **Boulonnage radial**

Opération consistant à renforcer le terrain autour d'une galerie par des boulons disposés radialement en auréoles successives.

➔ **Bulle d'air**

Dans les boucliers à pression de boue, système de régulation par pression d'air comprimé de la pression de boue au front de taille.

➔ **Cake**

Fine membrane d'imprégnation de boue se formant sur la surface du front de taille et assurant sa stabilité.

➔ **Calotte**

Partie supérieure et centrale de la voûte.

➔ **Chambre d'abattage**

Espace du bouclier, en contact avec le front où est réalisé l'abattage du matériau. Dans le cas du bouclier fermé, cet espace est clos à l'arrière par une cloison dite "cloison étanche", cet espace peut alors être pressurisé.

➔ **Cintre**

Support en forme d'arc réalisé au profil du tunnel et mis en place contre la paroi pour soutenir le terrain, soit directement avec des calages, soit par l'intermédiaire d'un blindage. Il est généralement en acier.

➔ **Cintre lourd**

Cintre réalisé à partir d'un profilé métallique (généralement de type IPN, HEA, HEB).

➔ **Cintre réticulé**

Cintre constitué de barres d'acier à haute limite élastique (généralement armatures pour béton armé) liaisonnées par des aciers secondaires constituant une "réticulation".

➔ **Clé (de voûte)**

Section de la voûte située dans son plan de symétrie.

➔ **Confinement (contrainte de)**

Contrainte qui apparaît à l'interface entre le terrain encaissant et le soutènement (ou le revêtement) et qui résulte de leur interaction.

➔ **Confinement**

Désigne le phénomène générateur des contraintes de confinement et éventuellement les moyens mis en oeuvre pour le provoquer.

➔ **Confinement (pression de)**

Pression appliquée au front de taille dans les boucliers à front pressurisé.

➔ **Convergence**

Variation de longueur de toute corde d'une section droite d'une cavité souterraine, mesurée après excavation. S'utilise aussi pour désigner le déplacement radial d'un point de la paroi. Désigne également le phénomène qui provoque ces variations de longueur.

➔ **Couverture**

Distance verticale mesurée entre la cote de la surface du terrain naturel et la cote de la clé de voûte. La couverture latérale est la plus petite distance entre la surface du versant et la paroi de l'excavation.

➔ **Creusement**

Ensemble des opérations d'abattage et de marinage. Au sens large, peut désigner l'ensemble des opérations de réalisation d'un tunnel.

➔ **Cuvette de tassement**

Dépression provoquée à la surface du sol par le creusement d'un tunnel.

➔ **Décompression (zone décomprimée)**

Phénomènes qui accompagnent la modification des contraintes naturelles dans le terrain au voisinage de l'excavation. Dans les roches, la décompression peut se traduire par l'ouverture ou la création de fissures dans certaines zones et par le dépassement de la limite de rupture en compression dans d'autres zones.

➔ **Déconfinement**

Phénomène de diminution de contrainte à la paroi d'une cavité.

➔ **Découpage soigné**

Adaptation du plan de tir consistant à rapprocher les trous de couronne, à limiter la charge d'explosif et à la répartir tout le long des trous en vue de diminuer les irrégularités de la surface de dérochement. Le tir des charges de couronne est effectué en dernier dans la mise à feu de la volée.

➔ **Demi-section**

Le creusement en demi-section désigne le creusement d'un tunnel en deux phases décalées dans le temps et dans l'espace. On réalise d'abord le creusement de la demi-section supérieure puis celui de la demi-section inférieure (ou stross).

➔ **Direction (creusement en)**

Cas où l'axe du tunnel est sensiblement parallèle aux couches successives ou aux principales discontinuités.

➔ **Enfilage**

Soutènement réalisé avant abattage par enfoncement dans le terrain de barres ou profilés métalliques en pourtour de la future excavation.

➔ **En profil (ou sous profil)**

Volume de terrain situé, après excavation, à l'intérieur du contour prévu. Peut également s'appliquer au volume de revêtement qui serait à l'intérieur du contour prévu pour l'intrados.

➔ **Erecteur**

Dispositif mécanique permettant la mise en place du soutènement provisoire ou définitif (et notamment des anneaux de voussoirs dans le creusement au tunnelier).

➔ **Etanchement**

Opération visant à limiter à une valeur acceptable ou à annuler le débit d'eau qui traverse un revêtement.

➔ **Excavation**

Ensemble des deux opérations d'abattage et de marinage. Peut désigner le résultat c'est-à-dire le volume vide laissé par celles-ci.

➔ **Extrusion**

Déplacement axial vers la cavité du noyau de terrain non encore excavé situé en avant du front de taille.

➔ **Foration**

Opération consistant à réaliser un trou à l'aide d'un outil animé d'un mouvement de rotation et/ou de percussion (Pour mise en place de mines ou de boulons).

➔ **Grippeur**

Ensemble destiné à supporter la poussée d'un tunnelier en bloquant la machine contre le terrain au moyen d'un patin d'appui mû par un vérin. S'utilise sur les machines pleine face en roche dure.

➔ **Habillage**

Structure légère (ou même simplement peinture) mise en place contre la paroi du tunnel et n'ayant pas de rôle de soutènement.

➔ **Hors-profil**

Volume excavé à l'extérieur d'un contour prévu.

➔ Injection de bourrage

Injection de remplissage du vide annulaire laissé à l'arrière du tunnelier, à l'échappement du joint de queue, dans le cas d'un tunnel revêtu par voussoirs.

➔ Joint de queue

Joint assurant l'étanchéité entre la jupe et les anneaux de voussoirs.

➔ Jumbo

Matériel utilisé pour la perforation des trous de mines. Le jumbo, quand il est assisté par ordinateur, assure l'implantation, le guidage et la perforation automatique de la volée.

➔ Jupe

Partie cylindrique arrière d'un bouclier, servant de protection et pouvant n'intéresser qu'une partie de la section.

Le revêtement par voussoirs est généralement mis en place à l'abri de celle-ci.

➔ Machine à attaque ponctuelle

Machine n'attaquant qu'une partie du front de taille et dont la conception initiale n'est pas liée à une forme de section déterminée a priori.

➔ Machine pleine face

Machine excavant en une seule fois la totalité du front de taille et assurant le ramassage des déblais. On emploie aussi le terme : machine foreuse pleine section.

➔ Marinage

Opération comprenant le chargement et l'évacuation à l'extérieur du tunnel des déblais provenant de l'abattage, ou "marin".

➔ Outil

Outil de creusement monté sur la roue de coupe et servant à la désagrégation du terrain (de type molette, pic, dent, couteau).

➔ Piédroits

Parties verticales de la section transversale du tunnel, comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel.

➔ Plan de tir

Plan donnant la position, la profondeur, le diamètre et la direction des trous de mine dans le front de taille d'un tunnel ou d'un puits. Le plan de tir indique les charges mises en place dans chaque trou, le bourrage et l'amorçage utilisés.

➔ Plein cintre

Profil voûté dont la fibre moyenne de la voûte est un cercle.

➔ Pleine section

Creusement en une seule phase de la totalité de la section d'un tunnel.

➔ Prédécoupage

Réalisation d'une saignée ou d'une ligne de découpe le long du contour de l'excavation avant l'abattage de celle-ci ; elle peut être réalisée :

- soit à l'explosif (prédécoupage à l'explosif) ;

- soit par havage mécanique (prédécoupage mécanique), notamment en vue de réaliser une prévoûte par remplissage de béton dans la saignée.

➔ Pré-soutènement

Soutènement mis en place à la périphérie de la section à excaver, en avant du front de taille (par exemple : prévoûte; voûte-parapluie).

➔ Prévoûte

Voûte réalisée par mise en place de béton dans une saignée pratiquée dans le terrain en avant du front de taille selon le contour de la section à excaver.

➔ Profils types

Coupes types d'un ouvrage souterrain linéaire qui s'appliquent à des tronçons où les caractéristiques du terrain sont sensiblement uniformes. Les profils types fixent les caractéristiques géométriques de l'excavation et de son revêtement ainsi que les dispositions de principe du soutènement.

➔ Purge

Élimination des blocs instables de la paroi de l'excavation.

➔ Radier

Partie inférieure du tunnel située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton.

➔ Radier contre-voûté

Radier bétonné en forme de voûte inversée, le point le plus bas du radier étant situé dans le plan de symétrie de l'ouvrage.

➔ Rein

Partie de la voûte comprise entre la calotte et les naissances.

➔ Revêtement

Ensemble des dispositifs à ajouter au soutènement pour assurer la stabilité définitive de l'ouvrage souterrain. Le revêtement constitue la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel.

➔ Roue de coupe

Voir tête de foration.

➔ Section divisée

Méthode de creusement consistant en l'ouverture d'une (ou plusieurs) galerie (s) de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser.

➔ Séquentiel (creusement)

Désigne une méthode d'exécution où les opérations de creusement et de soutènement sont bien distinctes, par opposition au creusement au tunnelier où la même machine réalise les deux opérations en continu.

➔ Soutènement

Ensemble des dispositifs assurant la stabilité provisoire (jusqu'à la mise en place d'un revêtement définitif) de l'excavation et la sécurité du chantier : boulons, cintres, blindage, béton projeté. Opération consistant à mettre en oeuvre ces dispositifs.

➔ Stross

Terrain à excaver situé dans la partie inférieure du profil comprise, en hauteur, entre la demisection supérieure et le radier et, en largeur, entre les piédroits.

➔ Terrain encaissant

Terrain dans lequel est réalisé un ouvrage. Le terrain encaissant peut être surmonté par des couches de terrain de nature différente.

➔ Tête de foration

Partie d'un tunnelier qui porte les outils de creusement du terrain et éventuellement le dispositif de ramassage des déblais. Autre dénomination : Roue de coupe.

➔ Tir

Opération consistant à mettre à feu l'explosif.

➔ Tir séquentiel

Système d'amorçage programmé des différentes lignes d'un plan de tir.

➔ **Travers banc (creusement en)**

Cas où l'axe du tunnel se rapproche de la direction normale aux couches de terrain ou principaux plans de discontinuités.

➔ **Tunnelier**

Machine destinée à réaliser des tunnels assurant des fonctions étendues pouvant aller de l'excavation à la pose du revêtement final.

➔ **Vide annulaire**

Vide situé entre l'extrados de l'anneau de revêtement et le terrain à la sortie de la jupe.

➔ **Vis d'extraction**

Vis sans fin assurant l'extraction des déblais de la chambre d'un tunnelier ainsi que le maintien de la pression dans celle-ci en mode fermé.

➔ **Volée**

Ensemble des trous de mine chargés.

Désigne également le volume de terrain abattu au cours d'un tir ou la longueur de l'excavation correspondante.

➔ **Voussoirs**

Éléments préfabriqués dont l'assemblage constitue le soutènement et/ou le revêtement d'un tunnel (généralement creusé au moyen d'un tunnelier). Ils peuvent être en acier, en béton, en fonte ou en fonte ductile.

➔ **Voûte active**

Procédé consistant à réaliser une voûte constituée d'éléments de voussoirs préfabriqués mis en place par un portique de pose et mis en compression contre le terrain par l'intermédiaire d'une clé de voûte munie de vérins.

➔ **Voûte-parapluie**

Voûte constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement ; la voûte peut également être constituée de colonnes de jet-grouting armées.

Références bibliographiques

ABU-FARSAKH M.Y., VOYIADJIS G.Z.(1999) ,Computational model for the simulation of the shield tunnelling process in cohesive soils. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 23,p.23 44.

ATWA.M (1996),analyse numérique des écoulements d'eau et de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile , Thèse de Doctorat de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, 492 pages.

ADACHI T.(1985),Some supporting methods for tunnelling in Japan and their analytical studies. In : Proc. of the fifth international conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya., Rotterdam : A.A. Balkema, 1986, p. 1747-1754

AFTES.(1995) ;La méthode convergence confinement. Recommandations, Tunnels et ouvrages souterrains, juillet. pp. 98-105

AKCHICHE M. & DERRICHE Z.(1990), Analyse des tassements en surface induit par le creusement d'une galerie dans des marnes: Université des Sciences Technologiques de Bab Ezzouar, Algérie.

AKOU, Y. (1995), Etude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols Compressibles, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 258 pages.

AI ABRAM I., DIAS D., MATHIEU Ph. et al,(1998),Tunnel modelling in analogical soil: Comparison of experimental and computational results obtained with a finite difference program. In : Proc. of 4th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, , Udine (Italy), pp. 388-400.

ATTEWELL P.B,(1977),Ground movements caused by tunneling in soil. In : Conference on Large Ground Movments and Structures, Cardiff, , pp. 812-984

ATWA M. & MAGNAN J. P. & LECA E. (2000), Analyse de la consolidation des sols autour des tunnels creuses dans l'argile, Géotechnique, GT 69, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

BARTON N., LIEN R., LUNDE J(1974),Engineering Classification of Rock Masse for the design of Tunnel Support. Rock Mechanics, , vol. 6, N° 4, pp. 189-236

BARTON N., LIEN R., LUNDE J.(1974) ,Engineering Classification of Rock Masse for the design of Tunnel Support. Rock Mechanics, vol. 6, N° 4, pp. 189-236

BEZUIJEN A., TALMON A.M., KAALBERG F.J., PLUGGE R.(2002) ,Field measurements on grout pressures during tunnelling. **In:** Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Toulouse, , p. 113-118.

BIOT M. A. (1941), General theory of three dimensional consolidation, J of applied physics, Vol. 12, pp 155-166 et 426-430.

CARTER, J. P. BOOKER, J. R. (1981), Elastic consolidation around a deep circular tunnel, Rapport de l'Université de Queensland, n° CE22, Australie, 22pages.

CARTER, J. P., BOOKER, J. R. (1982), The analysis of consolidation and creep around a deep circular tunnel in clay, 4ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech, Edmonton, Vol. 2, pp. 537-S44

CHAFFOIS S,(1991),Modélisation numérique des sols pulvérulents sollicités au cisaillement ou en compression triaxial vraie. Application aux tunnels et aux pieux. Thèse, Lyon : INSA de Lyon, , 661p.

CHANG, C. S., DUNCAN, J. M. (1983), Consolidation analysis for partly saturated clay using an elastic plastic effective stress-strain model, Int. J. for Num. and Anal. Meth. in Geomech., Vol. 7, n° 1, pp. 39- 55.

CHAPEAU, C , KASTNER, R. (1987), Displacement measurements associated with shield tunnelling, Colloque international, Interaction Sols-Structures, Paris, pp. 313-320.

CHEBBINE ET KISMOUNE ,(2011),Etude d'un tronçon de tunnel sous Oued El Harrach PFE pour l'obtention de diplôme d'un ingénieur d'état école nationale polytechnique, Algérie

CLOUGH G. W., LECA E,(1993),Earth pressure balance Shield Tunneling in mixed face conditions. Journal of geotechnical engineering, , vol. 119, N°119,

CLOUGH G. W., LECA E.(1993) Earth pressure balance Shield Tunneling in mixed face conditions. Journal of geotechnical engineering, , vol. 119, N°119,

CLOUGH W., SCHMIDT B,(1981),Design and performance of excavations and tunnels in soft clays, Soft Clay Engineering, Amsterdam : Elsevier, , pp. 269-276.

CLOUGH, G. W., SHIRASUNA, T., FINNO, R. J.(1985),Finite element analysis of advanced shield tunneling, 5ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Nagoya, Vol. 2, pp. 1167-1174. compressibility, Géotechnique, vol. 19, n°2, pp. 234-252.

CORDING E.J. , HANSMIREW.H.,Les déplacements autour des tunnels en terrain tendre. Tunnels et ouvrages souterrains, 1975, Septembre/Octobre, N° 23, pp. 221-225.

DANG, M. T., MÀGNAN, J. P. (1977), Application des modèles élasto-plastiques de l'Université de Cambridge au calcul d'un remblai expérimental sur sols mous, Rapport de recherche des LPC, Paris, n° 74, 102 pages.

DE BRUYEN, D., AUBRY, D.ROUSSET, G. (1985), Comparison of rheological models in view of predicting the behaviour of a deep clay host rock during construction of a radwaste repository, 3ème Cong. Int., Num. Models in Geomech., Niagara Falls, pp. 724-731.

DEBBAH, (2006),Le métro d'alger, PFE pour l'obtention de diplôme d'un ingénieur d'état,Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics ;algerie

DIAS D.'(1999) ,Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage. Etude numérique et application à un cas réel en site urbain. Thèse, Lyon : INSA de Lyon, n°99ISAL0097, 320p.

DING W.Q., YUE Z.Q., THAM L.G., ZHU H.H., LEE C.F., HASHIMOTO T.(2004),Analysis of shield tunnel. International journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 28, , p.57-91.Fausett F

DJENANE M, HAMAMI M, HAMMOUD.F ,(2009),Modélisation numérique de l'effet de la construction d'un ouvrage souterrain sur les terrassements en surface. Application au Métro d'Alger, Revue Nature et Technologie.

DOLZHENKO ,N (2002),Modélisation expérimentale et numérique bidimensionnelle d'ouvrages souterrains urbain.réalisation d'essais biaxiaux et oedométrique sur le sol analogique de taylor-schneebeli , thèse de doctorat, INSA de lyon .

DUNCAN, J. M., (1994), The role of advanced constitutive relations in practical applications, 13ème

DUNCAN, J. M., CHANG, C. Y. (1970), Non linear analysis of stress and strain in soils, *ASCE, Vol. 96, SM5, pp. 1629-1653.*

DYSLI, M. (1984), Usage pratique de modèles couplés, Heme Cong. Int., Mécanique des sols et travaux de fondations, San Francisco, Vol. 2, pp. 747-750.

EISENSTEIN, Z., EZZELDINE, O. (1994), The role of face pressure for shields with positive ground control, Cong. Int., Tunnelling and Ground Conditions, Le Caire, pp. 557-571.

EMILIE VANOUDEUSDEN(2006),Impact de la construction de tunnels urbains sur les mouvements de sol et le bâti existant Incidence du mode de pressurisation du front Thèse de Doctorat de L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon

GLOSSOP, N. H., O'REILLY , M. P. (1977), Settlement caused by tunnelling through silty clay, Tunnels and Tunnelling, Octobre, pp 13-16.

GRANT R. J., STALLEBRASS S. E., TAYLOR R. N,(1999) ,Modelling soil deformation at a tunnel heading using physical and numerical techniques. In: Barends Ed. Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure 1999, Rotterdam : A.A. Balkema, , pp. 2045-2052, ISBN 90 5809 047 7.

HASHIMOTO, T., HAYAKAWA, K., MIZUHARA, K. AND KONDA, T. (2000). "Investigation on successive settlement due to shield tunnelling." Geotechnical Aspects of Underground construction in soft ground, Kusakabe, pp.233-238.

HELFF, J. W. (1948), Estimating construction pore pressure in rolled earth dams, 2ème Cong. Int., Int..Towards New Worlds in Tunnelling, pp.579-586.

KHALED A , (1999),Les tunnels en algerie, PFE pour l'obtention de diplôme d'un ingénieur d'état, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics ;algerie

KHEMISSA, M., MAGNAN, J. P., JOSSEAUME, H. (1993), Etude des propriétés mécaniques de

KIELBIASSA, S., DUDDECK, H. (1991), Three-dimensional analysis of tunnels, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 24, N° 3, pp.115-132.

KOYAMA Y,(2003),Present status and technology of shield tunnelling method in Japan. Tunnelling andUnderground Space Technology, vol. 18, , p. 145-159.

LAGHOUAT F , (2000),Analyse bibliographique sur les mode de creusement, PFE pour l'obtention de diplôme d'un ingénieur d'état, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics ;Algérie

LAMBE, T.W., WHITMAN, R.V.(1969), Soils Mechanics, SI Version, John Wiley & Sons, New York, 553 pages. l'argile molle de Guiche - vallée de l'Adour, Rapport de recherche des LPC, GT 53, 204 pages.

LEE K.M., JI H.W., SHEN C.K., LIU J.H., BAI T.H.(1999) ,Ground responses to the construction of Shanghai Metro Tunnel- Line 2. Soil and foundation, vol. 39, n°3, p. 113-134.

LEPIDAS , I. , MAGNAN, J. P. (1990), Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique, Rapport de recherche des LPC, n° 157, 171 pages.

LIANG, R. Y. K. (1988), Numerical analysis of tunnel behaviour in creep-susceptible clays, 6ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Innsbruck, Vol. 3, pp. 1575-1583.

LO K.Y., ROWE R.K.(1992),Prediction of ground subsidence due to tunneling in clays., Research report GEOT-10-82. London : University of Western Ontario, 55p.

MAGNAN, J. P. (1977),Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles, Thèse de Doctorat d'Etat es Sciences Physiques, Université Pierre et Marie Curie, Paris VI, 257 pages.

MAGNAN, J. P. (1986), Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles, Rapport de recherche des LPC, Paris, n° 141, 255 pages.

MAGNAN, J. P., DEROY, J. M. (1980), Analyse graphique des tassements observés sous les ouvrages, Bulletin de Liaison des LPC, n° 109, pp. 45-52.

MAGNAN, J. P., DUFOUR, F. (1976), Analyse de la consolidation unidimensionnelle par la méthode des isotaches, Rapport interne, Division Mécanique des sols et Fondations, LCPC, 73 pages.

MAGNAN, J. P., HUMBERT, P., BELKEZIZ, A., MOURATIDIS, A. (1982a), Finite element analysis of soil consolidation with special reference to the case of strain hardening elasto-plastic stress-strain models, 4ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Edmonton, Vol. 1, pp. 327-336.

MAGNAN, J.P., HOLTZ, R.D. (1983), Construction géotechnique, 11ème Cong. Int., Mécanique des sols et Travaux de Fondations, San-Francisco, Vol. 1, pp. 511-254.

MAIR, R. J., HIGHT, D.W., POTTS, D.M. (1992),Finite element analysis of settlements above a tunnel in soft ground, Transport and Road Research Laboratory, Report n° ISSN 0266-7045, 23 pages.

MANDEL, J. (1953), Consolidation des sols, Etude mathématique, Géotechnique, Vol. 3, pp. 287-299. **CRYER, C. W. (1963)**, A comparison of three dimensional theories of Biot and Terzaghi, / . of

MANDEL, J. (1953), Consolidation des sols, Etude mathématique, Géotechnique, Vol. 3, pp. 287-299. **CRYER, C. W. (1963)**, A comparison of three dimensional theories of Biot and Terzaghi, / . of Mechanics and Applied Mathematics, Vol. 16, pp. 401-412.

MESTAT PH,(1999),Ouvrage en interaction. Paris : Hermes, , 934p. ISBN 2746200481

NISHIZAWA K., SHIOTANI T, TSUTIYA K, MIMA K., HASHIMOTO T., NAGAYA J.(1996) ,The field measurement of the earth pressure on the segments in the stiff clay (in Japanese). In: Proceeding of the 31st Japan National Conference on Geotechnical Engineering, the Japan Geotechnical Society, , p. 2289-2290.

NOMOTO, T., HORI, H., MATSUMOTO, C. (1995), Overview on ground movements during shield tunneling-A survey on Japanese shield tunneling, *Underground Construction in Soft Ground*, pp. 345- 351.

OKA, F., ADACHI, T., OKANO, Y. (1986), Two-dimensional consolidation analysis using an elastoviscoplastic constitutive equation, *Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 10, n° 1, pp. 1-10.

Ollier C,(1997) ,Étude expérimentale de l'interaction sol-machine lors du creusement d'un tunnel peu profond par un tunnelier à pression de boue. Thèse de Doctorat. INSA de Lyon,, 323 p.

OMRANI K,BOUTRIA H,(2012),Etude D'un Tunnel Sous OUED EL HARRACH, PFE pour l'obtention de diplôme d'un ingénieur d'état, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics ;algerie

O'REILLY M.P., NEW B.M,(1982),Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitudes and prediction. *Tunnelling' 82*,London: IMM, , pp.173-181.

O'REILLY, M. P., MAIR , R. J., ALDERMAN, G. H. (1991), Long term settlements over tunnels : an eleven-year study at Grimsby, *Cong. Int., Tunnelling 91*, Londres, pp. 55-64.

PECK R.B,(1969),Deep excavations and tunnelling in soft ground. In : *Proceeding of the 7th International Conference on Soil Mechanism Foundation Engineering*. Mexico: State-of-the-Art, , Vol.3, pp.225-290.

POSKITT, T. J. (1969), The consolidation of saturated clay with variable permeability and

PREVOST, J. H. (1980), Constitutive theory of soil, *Workshop on Limit Equilibrium, Plasticity, and*

QUARESMA, M. (1992), Comportement et modélisation d'un remblai sur sols mous renforcé par géotextile, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier - Grenoble 1, 385 pages.

RANKIN, W.J,(1988),Ground movements resulting from urban tunnelling : predictions and effects *Geological society engineering geology special publications n°5*, , pp. 79-92

RENDULIC, L. (1936), Relation between void ratio and effective principal stresses for a remoulded silty clay, *1er Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations*, Cambridge, Mass., Vol. 3; pp. 48-51.

RESENDIZ D., ROMO M.P,(1979),Settlement upon soft-ground tunneling : theoretical solution. In : *6th Panamerican conf. On soils mechanics and foundation engineering*, , Lima, , pp. 325-329

RIM BOUBOU(2010),Prise en compte du mode de pressurisation du front et de la géologie dans l'étude de l'impact du creusement de tunnels

ROMO, M. P., DIAZ, C. M. (1981), Face stability and ground settlement in shield tunneling, *Werne Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations*, Stockholm, Vol. 1, pp. 357-360.

ROSCOE, K. H., BURLAND, J. B. (1968), On the generalized stress-strain behaviour of wet clay, *Engineering Plasticity*, J. Hey man et F. A. Leckie, Cambridge University Press.

ROWE, R. K., KACK, G. J. (1983), A theoretical examination of the settlements induced by tunneling :four case histories, *Can. Geotech. J.*, Vol. 20, pp. 299-314.

SAKHRI H , (2010),les ouvrages souterrains PFE pour l'obtention de diplôme d'un ingénieur d'état, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics ;algerie

SCHLOSSER F ,.(1989),Les tunneliers : Contexte français et international. Tunnel et Micro-tunnel en Terrain Meuble, Paris,, , p 439-454

SCHLOSSER, F., MAGNAN, J.P., HOLTZ, R.D. (1985), Construction géotechnique, 11ème Cong.. Int.,Mécanique des sols et Travaux de Fondations, San-Francisco, Vol. 1, pp. 511-254.

SCHMIDT B,(1969),Discussion of Earth pressure at rest related to stress history. *Canadien Geotechnical Jour*, , vol. 3, N° 4, pp 239-242

SCHMITTER, J J . (1987), Compressed air and slurry shield tunnelling at Mexico City, Cong.

SEKI, J., NODA, K., WASFIZAWA, E., SUZUKI, T., NISHINO, K. (1994), Effect of bench length on stability of tunnel face, Cong. Int., Tunnelling and Ground conditions, Le Caire, pp. 531-542.

SEKIGUSHI, H., OHTA, H. (1977), Induced anisotropy and time dependent anisotropy in clays, 9ème Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Constitutive equations of soils, session 9, Tokyo, pp. 229-238.

SEKIGUSHI, H., OHTA, H. (1977), Induced anisotropy and time dependent anisotropy in clays, 9ème Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Constitutive equations of soils, session 9, Tokyo, pp. 229-238.

SHAHROUR I,(1992),PECPLAS: un programme de calcul par éléments finis pour la résolution des problèmes de géotechnique. Colloque International Géotechnique Informatique, Paris: Presses de l'ENCP, , pp.327-334

SHAHROUR I., MROUEH H, (1999),Three-dimensional non-linear analyses of a closely twin tunnel In. : 6th Int. Symp. On Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VI), Montreal, Quebec, Canada:, 2-4 juillet, pp. 481-487

SKEMPTON, A. W., BISHOP.(1954),A. W. , Buildings materials, their elasticity and inelasticity, Chapter10 : Soils, North Holland Publ. Co., Amsterdam, Hollande.

SOLIMAN, E., DUDECK, H., AHRENS, H. (1993), Two- and three-dimensional analysis of closely double tube runnels. *Tunneling and underground space technology*, Vol. 8, n° 1, pp. 13-18

SOLTANE, M(2011),Effet des paramètres géotechniques sur la modélisation numérique des ouvrages souterrains université du 20 aout 1955-Skikda faculté de technologie département de génie civil126 pages

STALLEBRASS S.E., TAYLOR R.N.(1997),The development and evaluation of a constitutive model for the prediction of ground movements in overconsolidated clay. *Géotechnique* 47, , N°2, , pp. 235-255
subsoils and its prediction analysis, Proc. of JSCE, n° 373, p. 107 (en Japonais).

TERZAGHI, K. (1923),Die Berechnung der Durchlässigkeit des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen, Akademie der Wissenschaften , Wien, Sitzungsberichte,

Math. Naturwiss. Klasse, part. II-a, Vol. 132 (3/4), pp. 125-138.

TEZAGHI, K, (1925), Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, Franz Deuticke Verlag, Vienne, 399 pages.

XU Y., SUN D.A., SUN J., FU D., DONG P,(2003), Soil disturbance of Shanghai silty clay during EPB tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, vol. 18, p. 537-545.

YAMADA, K. ET AL. (1986), Behaviour of ground displacement due to shield thrusting in alluvial

ZADJAOUI, A (2000),Analyse bibliographique et modélisation numérique des écoulements autour des tunnels .mémoire de magistère, département de génie civil, faculté des sciences de l'ingénieur, université aboubakr belkaid Tlemcen.(algerie).