



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية العليا للتكنولوجيا والهندسة - عنابة

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE TECHNOLOGIE ET D'INGENIERIE -
ANNABA -
(EX ENSMM)

DEPARTEMENT GENIE MINIER

MEMOIRE PRESENTE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT

SPECIALITE: GENIE MINIER

Intitulé

**Influence des paramètres géotechniques sur les résultats d'un modèle
numérique des déformations (Cas : rameau de connexion projet métro
d'Alger)**

Présenté par

**ABBOUD Akram
BEKHAIT Walid**

Encadrant	Grade	Établissement d'affiliation
BOUSTILA Amir	MAB	ENSTI -Annaba-
Président	Grade	Établissement d'affiliation
ROUAIGUIA Issam	MAB	ENSTI -Annaba-
Examineur(s)	Grade	Établissement d'affiliation
CHEIKHAOUI Youcef	MAB	ENSTI -Annaba-

Année / 2023



**AUTORISATION DE DEPOT FINAL DU
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

Je soussigné (e) Mr.....ROUAIGUIA Issam.....
Président(e) du jury de soutenance de mémoire de fin d'études (MFE),
déclare avoir autorisé l'ingénieur d'état Mr.....ABBOUN Akram.....
à déposer son mémoire de fin d'études après avoir apporté les corrections
signalées par les membres du jury.

Avis de l'encadrant : BOUSTILA Amir

A.F. uy

Avis de l'Examineur : CHÈIKHAOUI Youcef

A.F. ch

Président du Jury ROUAIGUIA Issam

A.F. uy



**AUTORISATION DE DEPOT FINAL DU
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

Je soussigné (e) Mr... ROUAIGUIA Issam.....
Président(e) du jury de soutenance de mémoire de fin d'études (MFE),
déclare avoir autorisé l'ingénieur d'état Mr... BEKHATT Walid.....
à déposer son mémoire de fin d'études après avoir apporté les corrections
signalées par les membres du jury.

Avis de l'encadrant : BOUSTILA Amir

A.F. uy

Avis de l'Examineur : CHEIKHAOUI youcef

A.F. chikhaoui

Président du Jury ROUAIGUIA Issam

A.F. Issam

Remerciements

Tout d'abord, et avant tout, nous remercions Dieu pour la santé, le courage et la volonté qu'il nous a accordé pour mener à bien ce travail du début à la fin.

Nous tenons à exprimer toutes mes reconnaissances à notre Directeur du mémoire. **Dr BOUSTILA Amir**. Nous le remercions de nous avoir encadrer, orienter, aider et conseiller.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers mes chers parents. Vous avez toujours été là, nous soutenant et nous encourageant dans notre parcours. Vous nous avez donné l'énergie et la force nécessaires pour avancer et persévérer dans notre travail. Nous sommes extrêmement reconnaissants envers vous pour vos amours et vos attentions constants. Nous ne pouvons pas exprimer avec des mots l'étendue de mes capacités à réaliser des réussites sans vos soutiens. Merci du fond du cœur.

Nous remercions mes sœurs pour leurs soutiens continus et leurs encouragements tout au long de notre parcours scolaire. Vous avez toujours eu confiance en nos capacités et nous avez poussé à donner le meilleur de nous-même. Vous nous avez donné la confiance dont nous avons besoin lors des périodes d'examens difficiles. Nous ne pourrions pas être où nous sommes aujourd'hui sans vos soutiens. Merci d'être les sœurs formidables qui nous poussent toujours à atteindre nos objectifs.

Un grand merci pour toute l'équipe de COSIDER TP M 28 pour leur accueil et encadrement durant la période du stage pratique.

Nous souhaitons exprimer nos profondes gratitude à tous les enseignants qui nous ont formé du primaire à l'Ecole Nationale Supérieur des Mines et de la Métallurgie -Annaba.

Nous remercions aussi vivement tous les membres du jury de l'intérêt manifesté pour évaluer ce travail le président du jury Dr ROUAIGUIA Issam, et l'examineur Dr CHEIKHAOUI Youcef.

Dédicace

Nous dédions ce travail :

A nos parents qui nous ont soutenue et encouragé durant ces années d'études.

A nos sœurs, ceux qui ont partagé avec nous tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Ils nous ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de notre parcours.

A tous nos amis qui nous ont toujours encouragé, et à qui nous souhaitent plus de succès.

A tous ceux que nous aime.

الملخص

تقدم هذه الأطروحة دراسة اعدادية على التسوية السطحية لفرع متصل مترو الجزائر العاصمة. الهدف هو تحديد تأثير ثلاث معلمات رئيسية على سلوك الفرع: معامل يونغ (E) ، وزاوية الاحتكاك (ϕ) والتماسك (C). لتحقيق هذا الهدف ، النمذجة باستخدام برنامج فاز 2 8.0 تم تطبيقه لتحليل النموذج الحقيقي والآخر المتعلق بالمعلمات. تؤكد هذه الرسالة على أهمية فهم التفاعلات بينها لتحسين تسوية سطح الفروع المتصلة. في الختام ، أظهرت نتائج الدراسة أن معامل يونغ هو المعامل الوحيد الذي يلعب دورًا مهمًا في تسوية السطح. كلما زاد معامل يونغ ، زادت مقاومة تشوه الفرع ، مما يؤدي إلى تقليل الضغط.

الكلمات المفتاحية: مترو الجزائر العاصمة ، التسوية ، الفرع المتصل ، معامل يونغ .

Abstract

This thesis presents a parametric study on the surface settlement of a connecting branch Algiers metro . The objective is to determine the influence of three key parameters on the behavior of the branch: the Young's modulus (E), the angle of friction (ϕ) and the cohesion (C). To achieve this objective, modeling with Phase 2 8.0 software was implemented to analyze the real model and the others related to the parameterization. This thesis emphasizes the importance of understanding the interactions between them to optimize the surface settlement of connecting branches. In conclusion, the results of the study showed that Young's modulus is the only parameter that plays a crucial role in surface settlement. The higher the Young's modulus, the greater the resistance to deformation of the branch, which results in reduced compaction.

Key words: Algiers metro, Settlement, connecting branch, Young's modulus

Résumé

Ce mémoire présente une étude paramétrique sur le tassement surfacique d'un rameau de connexion du métro d'Alger. L'objectif est de déterminer l'influence de trois paramètres clés sur le comportement du rameau : le module de Young (E), l'angle de frottement (ϕ) et la cohésion (C). Pour atteindre cet objectif, une modélisation avec logiciel Phase 2 8.0 a été mise en place pour analyser le modèle réel et les autres liés au paramétrage. Ce mémoire souligne l'importance de comprendre les interactions entre ces derniers pour optimiser le tassement de surface des rameaux de connexion. En conclusion, les résultats de l'étude ont montré que le module de Young est le seul paramètre qui joue un rôle crucial dans le tassement surfacique. Plus le module de Young est élevé, plus la résistance à la déformation du rameau est importante, ce qui se traduit par un tassement réduit.

Les mots clés : Métro d'Alger, Tassement, rameau de connexion, module de Young

Table des matières

Remerciements.....	i
Dédicace.....	ii
المخلص.....	iii
Abstract.....	iv
Résumé.....	v
Table des matières.....	vi
Liste des Figures.....	ix
Liste des Tableaux.....	xi
Table des Abréviations et Symboles.....	xii
Introduction Générale.....	vi
Chapitre I : Description de site et Géotechnique de terrain	
Introduction.....	02
I.1 Présentation de site.....	03
I.2 Extension EL HARRACH - BAB EZZOUAR – AÉROPORT D'ALGER.....	04
I.3 Reconnaissances géologiques et hydrogéologiques	05
I.3.1 Reconnaissances Géologiques	06
I.3.2 Reconnaissances hydrogéologique	08
I.4 Conditions sismiques	10
I.5 Condition géotechniques	10
I.5.1 Essais in-situ.....	11
I.5.2 Essais en laboratoire	12
I.5.3 Méthodologies adoptées dans le paramétrage effectué	14
I.6 Résumé des paramètres	20
Conclusion	21
Chapitre II : Construction des tunnels et ouvrages spéciaux	
Introduction.....	23
II.1 Classification des tunnels	23
II.1.1 Histoire des tunnels	23
II.3 Ouvrages spéciaux	25
II.3.1 Puits	25
II.3.2 Rameaux.....	25

II.4 Méthode de creusement des tunnels.....	26
II.4.1 Nouvelle méthode Autrichienne (NATM).....	26
II.4.2 Méthodes de creusement au tunnelier (TBM)	27
II.5 Techniques de creusement par NATM	29
II.5.1 Creusement en pleine section	29
II.5.2 Creusement en demi-section	30
II.5.3 Creusement en section divisée	30
II.6 Systèmes de soutènements	31
II.6.1 Définition du soutènement provisoire	31
II.6.2 Rôle du soutènement provisoire	31
II.6.3 Classification des modes de soutènement selon leurs actions	32
II.6.4 Types de soutènements dans le tunnel	33
Conclusion.....	42

Chapitre III : Méthodes d'estimation et évaluation des déplacements

Introduction.....	44
III.1 mouvements du sol	44
III.2 Tassement	46
III.2.1 Causes du tassement	46
III.2.2 Tassement spécifique aux tunnels	47
III.3 Types de tassement	48
III.3.1 Tassement dans le profil en long	48
III.3.2 Tassement dans le profil en travers	48
III.4 Méthodes d'estimation et évaluation des déplacements.....	49
III.4.1 Méthodes empiriques	50
III.4.2 Méthodes analytique	50
III.4.3 Méthodes Numérique	51
III.5 Auscultation.....	54
III.5.1 Méthode d'évaluation des déformations des parois du tunnel	56
III.5.2 Méthode d'évaluation des déformations en surface	57
Conclusion	59

Chapitre IV : Résultats et interprétation

Introduction.....	61
IV. 1 PRESENTATION DU LOGICIEL RS 2 (Phase2 8.0)	61

IV.1.1 DEFINITION.....	61
IV. 1.2 Interface de logiciel.....	62
IV. 1.3 Différentes opérations du Phase 2 8.0.....	62
IV. 1.4 Modèle du comportement MOHR-COULOMB.....	69
IV. 1.5 Résultat et interprétation.....	76
Conclusion	83
Conclusion Générale.....	84
Références bibliographiques.....	85

Liste des Figure

Fig.I.01 localisation de métro d'Alger.....	03
Fig.I.02 Tracé du réseau de métro d'Alger.....	03
Fig.I.03 puits de ventilation 01 (métro d'ALGER).....	04
Fig.I.04 extension du métro d'Alger (lot 1).....	05
Fig.I.05 Plan des sondages effectués dans la zone PV1.....	06
Fig.I.06 Tracé en plan du puits de ventilation #01 sur support de carte géographique.....	07
Fig.I.07 Profil piézométrique de l'extension El Harrach Centre-Aéroport d'Alger.....	09
Fig.I.08 Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/APRES ADDENDA....	10
Fig.I.09 Schéma descriptif de l'essai préssiométrique.....	12
Fig.I.10 Corrélation entre N et S_u	15
Fig.I.11 Relation E_u/S_u versus OCR et IP.....	16
Fig.I.12 Interprétations des essais triaxiaux étant donné le stress invariant.....	17
Fig.I.13 Résultat typique des essais de cisaillement direct.....	18
Fig.II.01 Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille (Levasseur, 2007).....	24
Fig II.02 Dimensionnement du rameau de connexion PV 01.....	26
Fig II.03 Principales fonctions d'un tunnelier.....	28
Fig II.04 Modèle réel TBM métro Alger	29
Fig II.05 Creusement du tunnel en pleine section	29
Fig.II.06 Creusement du tunnel en demi-section	30
Fig II.07 Creusement du tunnel en section divisée.....	31
Fig.II.08 Voûte parapluie	34
Fig.II.09 Classification des cintres suivant leurs profils	34
Fig. II.10 Cintres lourds.....	35
Fig.II.11 cintre léger en U.....	36
Fig.II.12 Cintres réticulés.....	36
Fig. II.13 L'injection de béton projeté.....	38
Fig.II.14 Méthode pieux sécants et jointifs.....	39
Fig.II.15 Schéma d'exécution de pieux avec tirant.....	40
Fig.II.16 Processus de Jet Grouting pour conditionnement du terrain.....	41
Fig.III.01 Les trois composantes de la déformation dans le massif provoquée par le creusement d'un tunnel (Lunardi et Bindi [2004]).....	44
Fig.III.02 Cuvette de tassement 3D (Leblais et al. [1995]).....	45
Fig.III.03 Exemple des mesures inclinométriques des parois de Puits de Ventilation 01.....	46
Fig.III.04 Formes des cuvettes transversale et longitudinale pour le calcul.....	48
Fig.III.05 Profil gaussien de la cuvette de tassement.....	49
Fig.III.06 La discrétisation du modèle par des éléments finis (Phase 2 8.0).....	53

Fig.III.07 La distribution des cibles de mesure des tassements.....	55
Fig.III.08 Section de mesure standard pour un tunnel avec avancement en calotte.....	55
Fig.III.09 Les instruments utilisés dans la mesure du tassement.....	56
Fig.III.10 procédure d'auscultation des cibles bi-flex.....	56
Fig.III.11 mesure de tassement surfacique (tunnel métro d'Alger).....	57
Figure.III.12 Schéma de l'extensomètre vertical.....	58
Fig. IV.01 L'interface de logiciel.....	62
Fig. IV.02 Définition de la limite de l'ouvrage.....	62
Fig. IV.03 Détermination des limites des couches.....	63
Fig. IV.04 Dessin de l'excavation.....	63
Fig. IV.05 L'entrée des coordonnées d'un composant.....	64
Fig. IV.06 Division de l'excavation en plusieurs phases.....	64
Fig. IV.07 Définition du nombre des phases.....	65
Fig. IV.08 Définition des propriétés du sol.....	67
Fig. IV.09 Le soutènement provisoire.....	67
Fig. IV.10 Configuration du maillage.....	68
Fig. IV.11 Maillage.....	68
Fig. IV.12 Lancement de calcul.....	69
Fig. IV.13 L'affichage de résultat.....	69
Fig. IV.14 Courbes de tassement estimé par les paramètres géotechniques réels.....	71
Fig. IV.15 Les courbes paramétriques du tassement par rapport la variation du module se Young.....	75
Fig. IV.16 La courbe de corrélation entre le tassement maximale et le module de Young.....	76
Fig. IV.17 Courbes de tassement surfacique avec le paramétrage de E (p=175.5%).....	77

Liste des tableaux

Tab.I.01 Résumé des profondeurs des horizons géotechniques existantes.....	08
Tab.I.02 Résumé des lectures piézométriques à tube ouvert dans la zone du PV1.....	09
Tab.I.03 Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres physiques des sols.....	13
Tab.I.04 Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres mécaniques des sols.....	14
Tab.I.05 Paramètres géotechniques de calcul – sols.....	20
Tab.I.06 Paramètres géotechniques de calcul – roche.....	20
Tab.IV.01 Les stages du creusement.....	65
Tab. IV.02 Les paramètres géotechniques du modèle réel.....	70
Tab. IV.03 Courbes de tassements surfaciques avec le paramétrage de (E , C , ϕ).....	72
Tab. IV.04 Courbes de tassements surfaciques avec le paramétrage de E	73
Tab. IV.05 Influence du E et (E , C , ϕ) sur le tassement en surface (étude comparative avec le modèle de référence).....	75
Tab. IV.06 La variation du tassement maximal par rapport le paramétrage de module de Young.....	76
Tab. IV.07 Courbes de tassements surfaciques avec le paramétrage de ϕ	78
Tab. IV.08 Influence du l'angle du frottement sur le tassement en surface (étude comparative avec le modèle de référence).....	80
Tab. IV.09 Courbes de tassements surfaciques avec le paramétrage de C	81
Tab. IV.10 Influence de la cohésion sur le tassement en surface (étude comparative avec le modèle de référence).....	83

Table des Abréviations et Symboles

Abréviations	Désignation
E.M.A	Entreprise métro d'Alger
PV	Puit de ventilation
SPT	Essai de Pénétration Standard
PMT	Essai préssiométrique Menard
IP	Indice de plasticité
TBM	Tunnel boring machine
NATM	New Austrian tunneling method
FEM	Méthode des éléments finis
APD	Avant-projet détaillé
RPA	Règles parasismiques algériennes
Symboles	Désignation
E	Module de Young
ν	Coefficient de poisson
φ	Angle de frottement
C	Cohésion
S_u	Cohésion non-drainée S_u
R^2	Coefficient de corrélation
A_h	Accélération sismique
A_v	Composante verticale du séisme
S_u	Cohésion non drainée
OCR	Degré de sur consolidation
P_a	Pression atmosphérique
α	Coefficient rhéologique
C'	Cohésion effective
φ'	Angle de frottement effectif
D	Diamètre du tunnel
σ_1	Contrainte axiale
σ_2	Contrainte intermédiaire
σ_3	Contrainte latérale

K_o	Coefficient de perméabilité
γ_h	Poids volumique humide
γ_d	Poids volumique sec

Introduction générale

La réalisation d'ouvrages souterrains a connu un essor important dans les dernières décennies. La densification des agglomérations urbaines et l'embouteillage conduit à une demande croissante d'un autre système de transport non seulement capable de résoudre ces problèmes, mais aussi capable d'éviter la surface.

Pour répondre à cet impératif, un système de métro est la meilleure solution. Ces réseaux de transport se composent de plusieurs projets de point de vue génie civil où les rameaux de connexion font partie.

Comme tous les ouvrages souterrains, l'état final des contraintes résultant de la redistribution des charges se manifeste comme déplacements surfaciques. Dans le but de prédire et évaluer les tassements, les géotechniciens adoptent habituellement l'approche numérique. La fiabilité des résultats d'une modélisation est largement corrélée avec les données d'entrée notamment les paramètres géotechniques de terrain. Par conséquent et basant sur l'expérience des chantiers à travers le monde, le tassement surfacique est lié proportionnellement aux paramètres de déformabilité. Cependant, l'insertion directe de ces paramètres dans un modèle numérique ne garantit pas des estimations fiables ou réalistes.

Pour essayer de combler la faille entre les estimations préalables et les mesures de chantier, le présent mémoire et sur la base des données et travaux d'excavation du rameau de connexion du puits de ventilation 01 de la ligne 1 du Métro d'Alger, vise à tirer des recommandations sur le choix des paramètres. Pour cet objectif, le présent mémoire est composé de quatre chapitres.

Le premier est consacré à la présentation de site étudié et focalise sur l'aspect géotechnique notamment les caractéristiques physiques et mécaniques.

Le second chapitre prend en considération l'aspect technique de la construction des tunnels et les ouvrages spéciaux.

Le troisième chapitre discute les méthodes les plus répandues d'estimation et d'évaluation des déplacements surfaciques avant, pendant et post travaux.

Dans le dernier chapitre, l'étude paramétrique sur la sensibilité des résultats de déplacements en fonction du module de Young, angle de frottement interne et la cohésion est discutée en détails.

Chapitre I :

Description de site et Géotechnique de terrain

Introduction

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

C'est dans cette optique que Duddeck dès 1979, puis avec Erdmann en 1985 a proposé un schéma assez général (même si destiné au cas des tunnels creusés dans les roches tendres) mais non exhaustif, des principales étapes à suivre lors de l'étude d'un projet de tunnel :

- phase 1 : reconnaissance géologique du site.
- phase 2 : détermination des contraintes in situ ainsi que des caractéristiques du massif.
- phase 3 : choix d'une méthode d'excavation.
- phase 4 : choix d'un modèle mécanique. (Calcul statique par méthode simplifiée, méthode numérique détaillée ou les deux).
- phase 5 : concept de sécurité, hypothèses des ruptures.
- phase 6 : excavation du tunnel.
- phase 7 : instrumentation in situ et suivi des données.

I.1 Présentation de site

L'entreprise métro d'Alger (E.M.A) dans le cadre de sa planification pour l'implantation d'un réseau du métro dans la ville d'Alger (Fig1), a prévu de construire l'extension « lot1 » reliant EL HARRACH CENTRE et AEROPORT, d'une longueur de 9.5 km , Avec 9 stations (Fig2).



Fig.I.01 localisation de métro d'Alger



Fig.I.02 Tracé du réseau de métro d'Alger. [1]

Le puits de ventilation #01 se situe dans la commune d'El Harrach à proximité de la route de la Radieuse et Cinq-maisons. Par rapport au tracé de l'extension LOT-1, l'ouvrage est implémenté entre la station d'El Harrach centre et la station de Hacén Badi au point Kilométrique PK.0+510.00 (Fig.I.03).

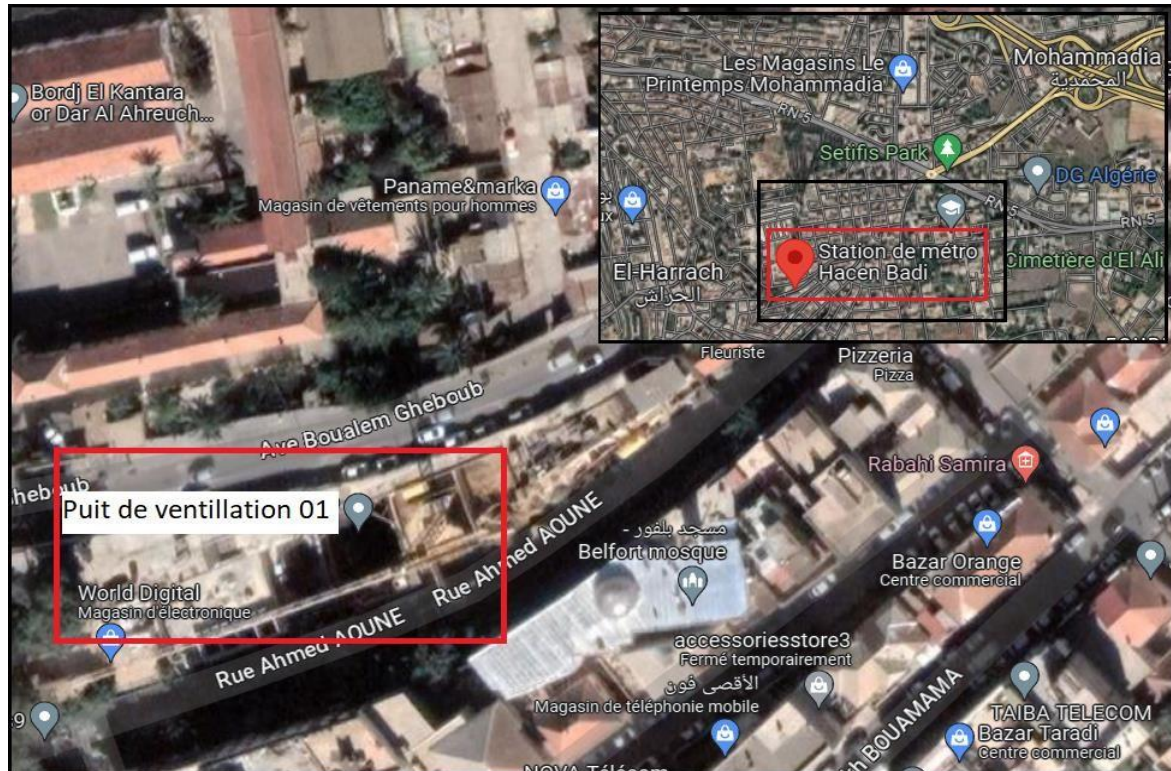


Fig.I.03 puits de ventilation 01 (métro d'ALGER)

I.2 Extension EL HARRACH - BAB EZZOUAR - AÉROPORT D'ALGER

Confiés à Cosider TP, les travaux de réalisation des gros œuvres de l'extension de la ligne 1 du Métro d'Alger reliant le Centre-ville d'El Harrach à l'Aéroport International Houari Boumediène sont entamés depuis Juin 2015.

Sur un linéaire de 9.5 km et 9 stations, cette ligne desservira des quartiers denses en population tel que : Beaulieu, Oued Smar, Cite 5 juillet, Bab Ezzouar, le Pôle Universitaire d'El Harrach, le Centre des Affaires de Bab Ezzouar et l'Université Houari Boumediène. Elle relira le Tramway au carrefour de l'université Houari Boumediène et offrira une multimodalité au niveau de cette station [1].

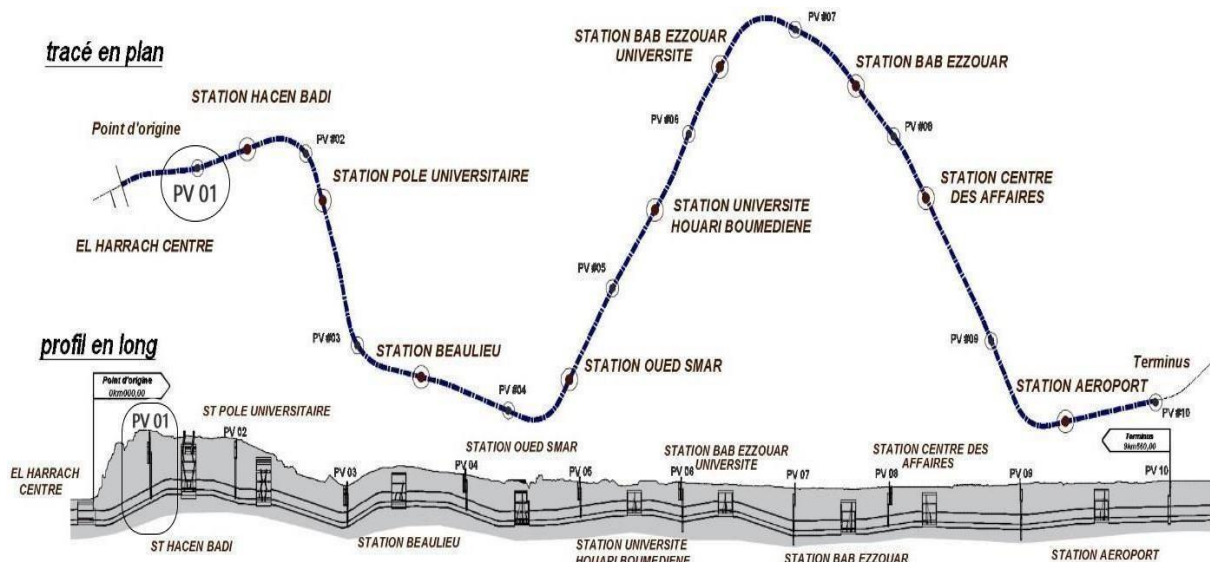


Fig.I.04 extension du métro d'Alger (lot 1). [4]

I.3 Reconnaissances géologiques et hydrogéologiques

Parmi les méthodes de reconnaissance géologiques, les sondages jouent un rôle important. Les informations qu'ils peuvent fournir sont considérables ou en y ajoutant un système d'information supplémentaire. Le but est de mettre en évidence les caractéristiques géologiques et hydrogéologiques du site, décrire et collecter des échantillons complets pour les tests de laboratoire. La figure suivante (Fig5) montre une vue de plan de l'emplacement de forage dans la zone PV1.

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont les facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Ainsi les ouvrages souterrains exigent que l'on attache une grande importance à la reconnaissance du sous-sol en raison des interactions très fortes qui existent entre :

- La géologie et les caractéristiques géotechniques du site d'une part,
- La conception et la définition de l'ouvrage à construire, le choix et la mise en œuvre des méthodes de construction d'autre part [2].

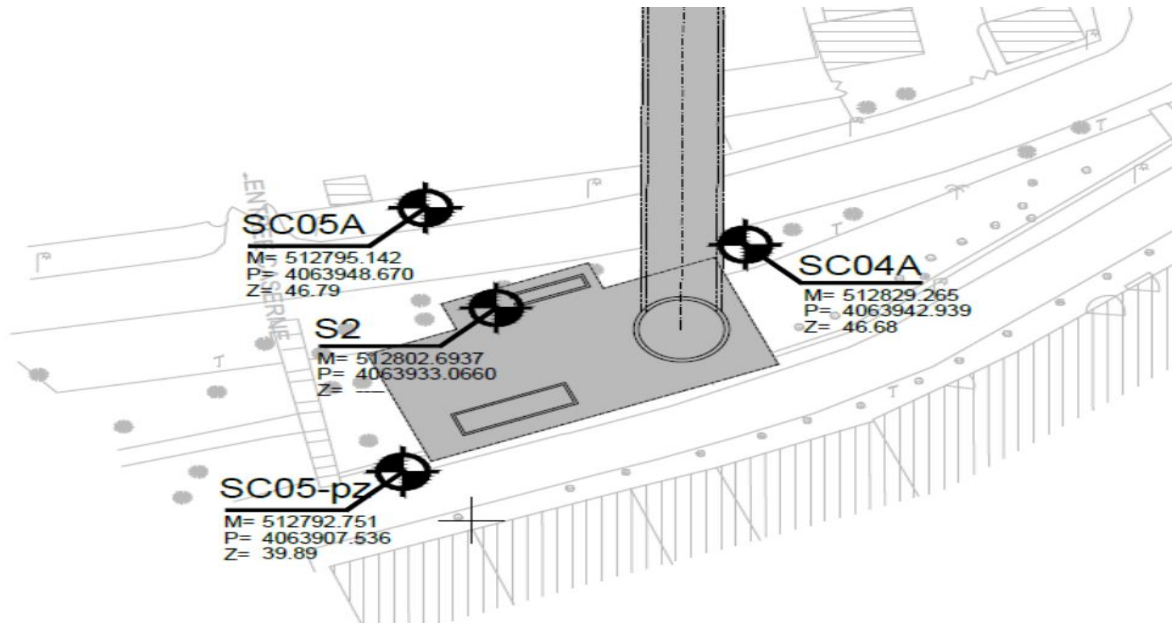


Fig.I.05 Plan des sondages effectués dans la zone PV1. [6]

I.3.1 Reconnaissances Géologiques

Les reconnaissances géologiques doivent donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

- géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif.
- structure du massif.
- inventaire et localisation des accidents (failles, zone fracturées, zones broyées,...).
- description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, leurs qualités, et leurs discontinuités [3].

➤ Conditions géologiques du site

Le dispositif géologique-géotechnique quaternaire récent consiste en des limons jaunes à rouges (Qs) à des profondeurs de 4,0 à 15,5. Le Quaternaire précoce a formé des couches de conglomérat (QM-C) jusqu'à 13,5 - 18,0 m au sommet, et des sables limoneux marron jaunâtre (QM) jusqu'à 17,5-26,0 m en dessous ont été trouvés, env. En dessous se trouve une argile marneuse (QM) à environ 25,2-33,5 m et une autre couche de conglomérat (QM-C) entre 26,0 et 37,5 m.

En dessous d'une profondeur d'environ 29,7 m, nous avons identifié une séquence pléistocène constituée de limons consolidés avec des chenaux gréseux (TS) jusqu'aux 48,0m et par des marnes argileuses à passages de marnes gréseuses grisâtres et jaunâtres (TM), au-delà des 48,0 m (trouvé seulement dans le sondage SC05) [4].

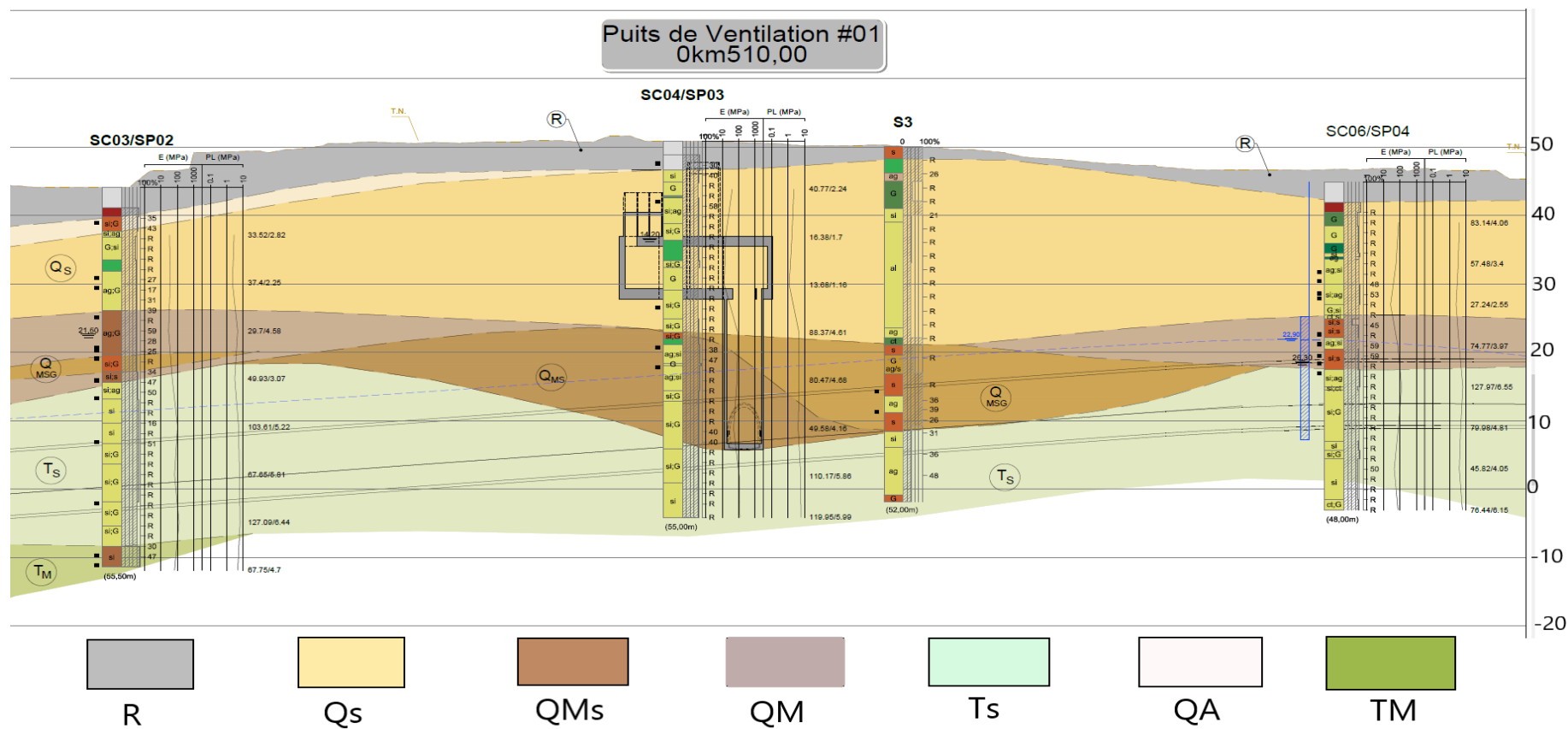


Fig.I.06 Tracé en plan du puits de ventilation #01 sur support de carte géographique. [5]

Tab.I.01 Résumé des profondeurs des horizons géotechniques existantes. [4]

Profondeur atteinte par les sondages (m)	Horizon géotechnique	Symboles utilisés dans les dessins	Réponse drainée ou non-drainée
0,0-4,5	Remblais	R	Non-drainée
4,1-15,5	Sables limoneux	Qs	Drainée
4,0-18,0	Conglomérat	QM-C (1)	Drainée
7,5-26,0	Sables limoneux	QMs	Drainée
9,0-33,5	Argile marneuse	QM	Non-drainée
26,0-37,5	Conglomérat	QM-C (2)	Drainée
32,0-	Sables limoneux	TS	Drainée
>48,1	Marnes argileuses	TM	Non-drainée

I.3.2 Reconnaissances hydrogéologique

➤ Objectifs :

L'étude hydrogéologique présente une étape très importante dans le cadre de la réalisation d'un tunnel. En général, elle s'effectue en même temps que l'étude géologique. Elle a pour but de déterminer :

- Les formations aquifères et les formations imperméables.
- La présence d'eau.
- Le régime des eaux souterraines.
- La perméabilité du terrain, en vue de définir :
- La nature des venues d'eau.
- Leurs charges et leurs débits.
- Les possibilités de rabattement ou de drainage.
- Les précautions à prendre pour l'étanchéité [2].

➤ Conditions hydrogéologiques du site

Les capteurs plus profonds des piézomètres à corde vibrantes, montrent que la nappe phréatique installés dans les formations du Tertiaire varie entre les niveaux 0,00 et 5,00 (Fig.I.07), même pendant la saison des pluies, y inclut le piézomètre SC05, installé à l'endroit du PV1.

Les piézomètres à tube ouvert, sauf pour le SC06 qui montre des lectures anormales, indiquent que la nappe phréatique varie entre les niveaux 3,00 et 8,00. Ainsi, nous considérons, de façon prudente, que la nappe phréatique se situe au niveau 8,00 [4].

Tab.I.02 Résumé des lectures piézométriques à tube ouvert dans la zone du PV1 [4].

sondage	SC02		SC19	
Niveaux terrain	35,3		36,59	
Profondeur zone percée	38,0 - 42,0		31,0 - 53,0	
Profondeur Niveaux zone percée	-2,7	-6,7	5,59	-16,41
Date	Lectures			
	Prof (m)	Niveaux (m)	Prof (m)	Prof.(m)
01-02-2016	29,38	5,92	30,60	5,99
08-02-2016	29,43	5,87	31,30	5,29
15-02-2016	29,46	5,84	31,76	4,83
24-02-2016	29,35	5,95	31,41	5,18
01-03-2016	29,38	5,92	28,38	8,21
08-03-2016	29,30	6,00	31,53	5,06
13-03-2016	29,34	5,96	31,56	5,03
28-03-2015	29,32	5,98	30,70	5,89
04-04-2016	29,32	5,98	31,62	4,97
17-04-2016	29,27	6,03	31,50	5,09
02-05-2016	29,15	6,15	31,50	5,09
16-05-2016	29,08	6,22	31,61	4,98
24-05-2016	29,14	6,16	31,70	4,89
29-05-2016	33,92	1,38	31,67	4,92
13-06-2016	29,10	6,20	32,03	4,56
28-06-2016	29,07	6,23	32,12	4,47

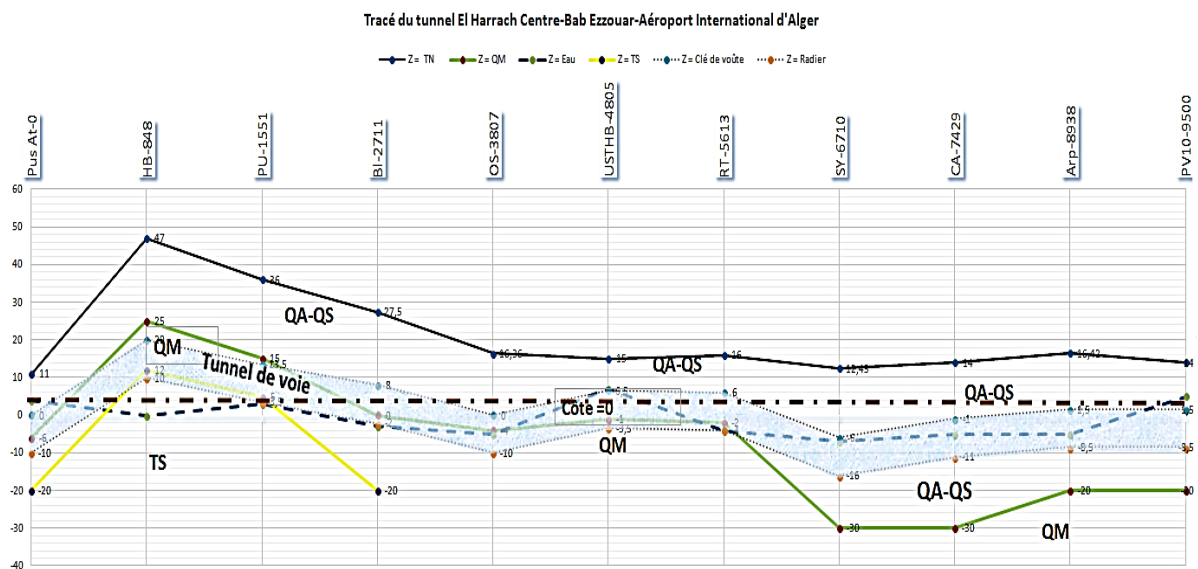


Fig.I.07 Profil piézométrique de l'extension El Harrache Centre-Aéroport d'Alger [4].

I.4 Conditions sismiques

La région d'Alger est connue pour être une zone sismique très active. La moyenne des séismes sont documentés dans une cadence de 10 ans à 20 ans pour les forts séismes et de 5ans à 10ans pour les répliques.

D'après la norme RPA 99 -2003 (Règles parasismiques algériennes) l'extension C de la ligne 01 du métro d'Alger est situé dans la zone sismique III (sismicité élevée). En accord avec cette norme, les valeurs de l'accélération sismique doivent être adoptées sont :

- La valeur d'accélération sismique est de $ah = 0,40 g$.
- Le facteur de la réduction par profondeur ne sera pas inférieur à 0,8.
- La composante verticale du séisme peut être estimée de $av = 2/3 ah$. [4]



Fig.I.08 Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/APRES ADDENDA. [4]

I.5 Condition géotechniques

Une bonne reconnaissance du sol le long du tracé nécessite au préalable des études géologiques, hydrogéologiques, géotechniques, et sismiques. Celles ci étant validées ou corrigées ensuite par des observations faites à tout stade des travaux.

Les principales caractéristiques définissant l'aptitude d'une roche à être pénétrée et détruite par outil sont:

- La résistance intrinsèque, c'est-à-dire, les caractéristiques mécaniques qui déterminent l'énergie que la machine devra transmettre à l'outil pour remplir son rôle.
- L'abrasivité qui conditionne l'efficacité et le taux de remplacement des outils.
- Les discontinuités qui jouent un rôle important dans les pressions de rupture sous l'action conjuguée des outils.

Quelques critères complémentaires, déjà examinés par ailleurs, sont également nécessaires

pour l'étude des caractéristiques des tunnels, tels que:

- L'hydrogéologie et les venues d'eau prévisibles à proximité du front de taille.
- La hauteur de couverture et les contraintes naturelles [2].

I.5.1 Essais in-situ

Les reconnaissances in situ sont l'ensemble des essais effectués sur le site (zone de réalisation du projet) on distingue :

➤ SPT : Essai SPT (Essai de Pénétration Standard)

Le résultat du test de pénétration standard (SPT) est le nombre de coups N (résistance à la pénétration), nécessaire pour faire pénétrer le dispositif d'échantillonnage dans le sol ou la roche pour un intervalle de profondeur de pénétration de 0,3 m. Le nombre de coups N mesurés au cours de l'essai SPT varie en fonction des divers dispositifs d'essai et de l'influence du poids des terrains de couverture dans les sables. La valeur corrigée (corrélée) N_{60} est utilisée dans les calculs.

Les résultats de l'essai de pénétration standard (SPT) sont utilisés, par le biais de corrélations, pour la détermination de la cohésion non drainée S_u des argiles, et de l'angle de frottement interne ϕ et de l'indice de densité I_d des sols purement frottant [6].

➤ Essai préssiométrique Menard « PMT »

Le procédé consiste à introduire dans le sol, une sonde cylindrique dilatable. Cette sonde est reliée à un appareil de mesure pression-volume, appelé Contrôleur Pression Volume (CPV), situé à la surface du sol. L'essai permet d'obtenir une courbe "pression appliquée-volume injecté", représentative de la relation contrainte-déformation jusqu'à la rupture du sol en place.

Pour cela on injecte de l'eau sous pression dans la sonde de mesure qui vient déformer le sol. Le volume injecté et la pression appliquée sont mesurés. Le volume d'eau injecté nous renseigne sur la déformation du sol, et la pression de l'eau nous renseigne sur la contrainte reprise par le sol.

L'exploitation des résultats permettra de connaître deux caractéristiques préssiométriques importantes du sol que l'on utilise pour le dimensionnement des fondations:

- Pl^* : pression limite du sol (caractéristique de rupture du sol).
- E_m : module pressiométrique de Ménard (caractéristique de déformabilité du sol) [7].

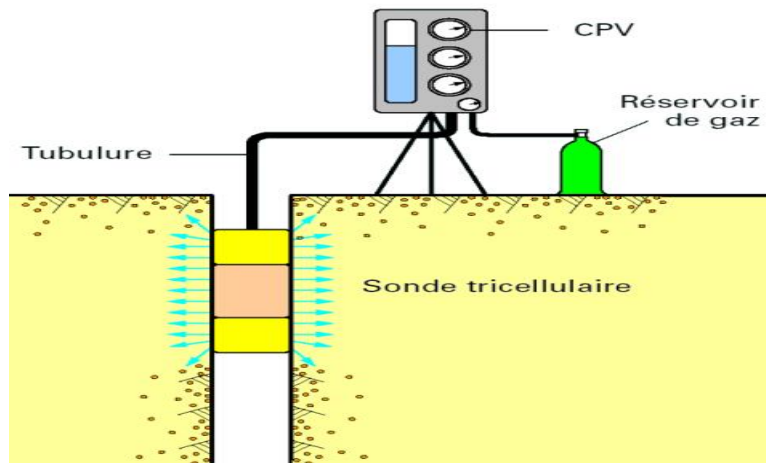


Fig.I.09 Schéma descriptif de l'essai préssiométrique. [7]

I.5.2 Essais en laboratoire

À l'aide d'échantillons prélevés dans les sondages et les puits de reconnaissance, un programme d'essais de laboratoire a été réalisé, Pour élaborer la caractérisation géotechnique des matériaux de la zone du projet, les essais suivants ont été nécessaires :

- Essais pour déterminer les paramètres physiques.
- Essais pour déterminer les paramètres mécaniques.

➤ **Paramètres physique du sol**

- Analyse granulométrique.
- Teneur en eau.
- Degré de saturation.
- Poids volumique des particules solides.
- Poids volumique humide.
- Limite d'Atterberg (WL ; WP ; WR ; IP).

Tab.I.03 Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres physiques des sols [4].

Phase	Sondage			Analyse Granulométrique		Teneur en eau	Degrés de saturation	Poids volumique des particules solides	Poids Volumique		Limites d'Atterberg				VBS
	Code	Profondeur (m)		<4,75 mm	<0,08 mm				humide	sec	WL	WP	WR	IP	g bleu/ 100g
		Début	Fin	%	%				%	%	kN.m-3	kN.m-3	kN·m-3	%	
APD	S02	22,0	22,6	99	51	29	100	-	18,3	14,2	66	29	-	37	-
		24,0	24,4	98	47	28	100	-	19,3	15,1	62	29	-	33	-
		27,0	27,35	94	67	32	100	-	19,1	14,5	54	26	-	28	-
		31,0	31,35	96	78	37	100	-	18,1	13,2	59	26	-	33	-
Compagne de prospection complémentaire	SC05A	12,95	13,5	100	99	25	96	25,9	19,5	15,6	57	29	17	28	2,94
		17,27	18	100	99	20	98	25,6	20,5	17,2	59	30	19	29	3,11
		24,65	25,12	100	94	19	95	25,8	20,5	17,3	53	27	17	26	2,09
		32,30	32,95	100	99	25	100	25,9	19,9	16,0	56	28	18	28	2,50
		51,45	52,0	100	98	22	86	25,6	19,2	15,8	57	29	17	28	3,13
		59,88	60,0	100	98	16	80	26,0	20,1	17,4	58	30	18	28	2,69
	SC05A	6,75	7,20	91,27	55	15	-	25,9	20,1	18,4	42,3	22,1	-	20,2	3,95
		12,80	13,00	95,07	25	13	-	26,9	-	-	25,2	18,2	-	7,0	0,38
		17,32	17,90	100	95	24	-	24,5	19,1	15,5	48,0	29,6	-	18,4	2,30
		18,80	19,32	100	98	32	-	26,3	18,6	14,1	52,1	28,6	-	23,5	2,48
		24,60	25,25	100	97	31	-	25,7	18,5	14,1	59,4	31,1	-	28,3	0,99
	SC04	10,5	10,75			6,25	-	26,5	20,5	19,3					0,5
		24,01	24,3	99,83	16	15,86	-	26,6							0,46
		29,9	30,15	100	82,5	22,65	-	25,8	20,3	16,6	38,5	20,7		17,8	2,33
		31,55	32	95,57	65,19	20,62	-	25,7	20,2	16,8	30,3	20,6		9,7	1,99
		32,85	33,35	98,67	97,64	22,4	-	24,8	20,5	16,7	53,6	30,1		23,4	2,51
		43,2	43,4	94,39	14,41	15,74	-	26,3							0,56
		47,55	47,89	91,83	40,32	16	-	25,9							0,49
		53,44	53,72	93,39	14,34	15,62	-	25,5							0,72
	SC04A	15,0	15,38	100	13	-	-	26,0	-	-	-	-	-	-	0,99
		27,9	28,4	100	99	30	-	25,6	18,4	14,2	58	29	19	29	3,43
		41,14	41,5	100	15	-	-	26,1	-	-	-	-	-	-	0,94

➤ Paramètres mécaniques du sol

- Essai à la rupture en compression simple des échantillons de sols.
- Essai de compressibilité à l'oedomètre.
- Essais de pression de gonflement et gonflement libre.
- Essais de cisaillement à la boîte (CU et CD).

- Essais triaxiaux.

Tab.I.04 Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres mécaniques des sols [4].

Sondage			Résistance à la compression simple	Cisaillement triaxial (CU+u)				Cisaillement a la boîte (CU)		Cisaillement a la boîte (CD)		Gonflement libre			Essai œdométrique			Permeabilité
Code	Profondeur (m)		q_u	φ_{cu}	C_{cu}	φ'	c'	φ_{cu}	c_{cu}	φ'	c'	e_o	e_f	P_g	C_c	C_g	σ'_p	cm/s
	Début	Fin	kPa	°	kPa	0	kPa	°	kPa	°	kPa			kPa	%	%	kPa	
S02	22,0	22,6	426	-	-	-	-	15,54	47	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	24,0	24,4	140	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	27,0	27,35	198	-	-	-	-	6,53	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	31,0	31,35	358	-	-	-	-	8,34	65	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SC05	12,95	13,5	309	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14,3	6,34	285	-
	17;2,7	18	342	13,9	67,0	15,1	59,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	24,65	25,12	-	-	-	-	-	-	-	14,47	45	-	-	-	-	-	-	-
	32,3	32,95	-	-	-	-	-	-	-	16,67	46,0	-	-	-	-	-	-	$5,29 \cdot 10^{-7}$
	51,45	52	454	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15,3	5,03	319	-
	59,88	60	-	13,89	86,0	15,5	77,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SC05A	17,32	17,90	204,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	18,80	19,32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	35,0	2,9	950	-
	24,60	25,25	162,84	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SC04	29,9	30,15	750,69															
	31,55	32													30,6	1,6	700	$1,8 \cdot 10^{-14}$
	32,85	33,35													24,2	4,1	680	$7,1 \cdot 10^{-16}$
SC04A	15,0	15,38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	27,9	28,4	417	-	-	-	-	-	-	-	-	0,702	0,828	54	17,0	5,79	153	-
	31,55	32,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$1,8 \cdot 10^{-14}$
	32,85	33,35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$7,1 \cdot 10^{-16}$
	41,14	41,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

I .5.3 Méthodologies adoptées dans le paramétrage effectué

Les paramètres géotechniques ont été établis en se basant sur les données des essais de pénétration dynamique (SPT), essais pressiométrique Menard (PMT), essais de cisaillement à la boîte et triaxial de la CPC, et les essais de compression simple (RCU) provenant de l'APD et de la CPC.

Nous avons considéré que la couche sableuse a un comportement drainé (sols granulaires) à court terme et que les couches argileuses-limoneuses ont un comportement non-drainée (sols fins). Ce critère a été à la base de la décision sur le type de traitement des données du SPT et du PMT adopté et, par conséquent, des paramètres géomécaniques obtenus [4].

a. Paramètres non-drainés des sols cohésifs

➤ Corrélation à partir du N_{SPT} pour déterminer S_u

Corrélation à partir du N_{SPT} pour déterminer S_u La corrélation la plus utilisée entre la cohésion non drainée (su) d'une argile et les résultats de l'essai SPT est donnée par Terzaghi et Peck et est approximativement de $S_u/p_a = 0,06 \cdot N_{SPT}$, où p_a est la pression atmosphérique. De nombreux d'autres corrélations ont été proposées, telles qu'illustrées dans la Fig.I.10. Ces corrélations montrent une grande dispersion de relations entre N et S_u , qui sont liées avec la nature des matériaux, mais également avec les différents équipements et énergies de l'essai utilisés [4].

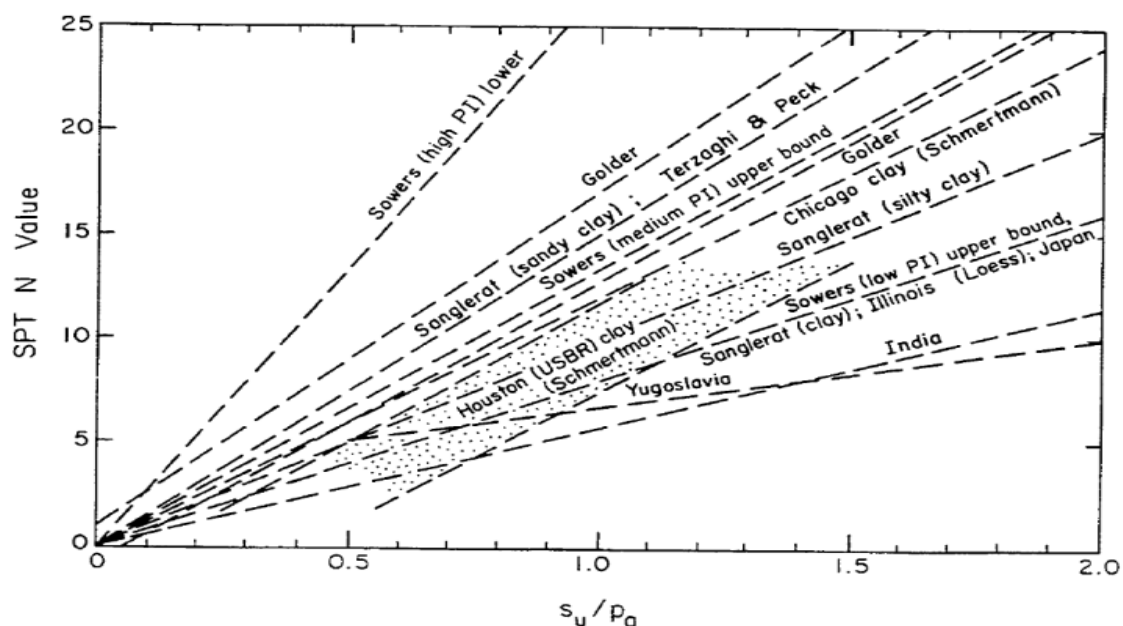


Fig.I.10 Corrélation entre N et S_u [4].

➤ Corrélation à partir du PMT pour déterminer S_u

Pour estimer la valeur de (su) à partir des données des essais pressiométriques nous avons utilisé la corrélation établie par (Baguelin, et al, 1978; Briaud et al., 1985) :

$$su/p_a = 0.21 \times (Pl^*/Pa)^{0.7} \quad (I.01)$$

Où la pression limite nette (Pl^*) est calculée à partir de $Pl^* = Pl - \sigma_{OH}$ et σ_{OH} est la contrainte totale horizontale au niveau d'essai.

➤ Corrélations pour déterminer E_u

Pour estimer le module de déformabilité non drainé (E_u), nous avons utilisé l'abaque de Duncan & Buchignani (1976), dans lequel le quotient (E_u/su) est corrélé avec le degré de sur consolidation (OCR) et l'indice de plasticité (IP), comme illustré dans la Fig.I.11.

Nous avons aussi utilisé les données des essais au pressiomètre de Menard (PMT) pour la

détermination du E_u , étant donné les corrélations entre le E_{PMT} et le pl^* , et le E , données par les équations suivantes :

-Ménard (1965) : $E = EPMT / \alpha$; où α est un coefficient rhéologique dépendant du type de sol.

-Baud et Gambin (2013) : $E = (pl^* / \sigma_{h0}) 0,5 \cdot pl^*$; où la pression limite nette (pl^*) est calculée à partir de $pl^* = pl - \sigma_{h0}$ et σ_{h0} est la contrainte totale horizontale au niveau d'essai.

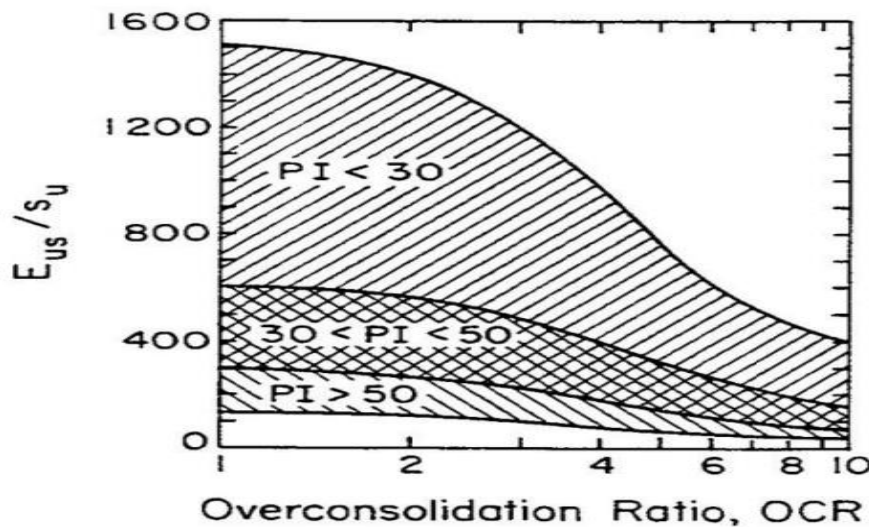


Fig.I.11 Relation E_u/S_u versus OCR et IP [4].

b. Paramètres drainés des sols cohésifs

L'angle de frottement effectif (φ') et la cohésion effective (c') des sols cohésifs ont été déterminés sur la base des résultats des essais de cisaillement direct et des essais triaxiaux.

➤ L'essai Triaxial

Les essais triaxiaux réalisés dans le cadre de la campagne de prospection complémentaire sont du type consolidé non drainé, avec mesure de la pression interstitielle (CU+UU). Ce type d'essais englobe deux phases distinctes, une phase de consolidation et autre de rupture. Dans la phase de consolidation le drainage est permis, l'éprouvette est consolidé sous une pression hydrostatique ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Puis, pendant la phase de rupture, le drainage est empêché et la contrainte verticale σ_1 est augmenté jusqu'à rupture. Au décours de cette phase, la pression interstitielle est mesurée au fur et à mesure que le σ_1 augmente. En permettant, en plus des paramètres φ_{cu} et c_{cu} , l'obtention des contraintes effectives, et par conséquent, les paramètres φ' et c' .

Les valeurs effectives sont obtenues soustrayant aux valeurs de σ_1 et σ_3 la valeur de pression

inertielle. En général il est réalisé un minimum de trois essais, en considérant trois contraintes de consolidation différentes, c'est à dire en considérant différents indices de vides (e) et teneurs en eau (w).

Les paramètres effectifs de résistance du sol φ' et c' sont obtenus étant donné les paramètres q et p' déterminés pour chaque essai au moment de la rotture à travers des équations suivantes :

$$p' = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3}$$

$$q = \sigma_1' - \sigma_3'$$

Sur la base d'une régression linéaire simple des points (p') à la rotture, comme l'illustré dans la Figure 12, nous avons obtenu la pente M et l'ordonnée à l'origine b de la droite de régression linéaire.

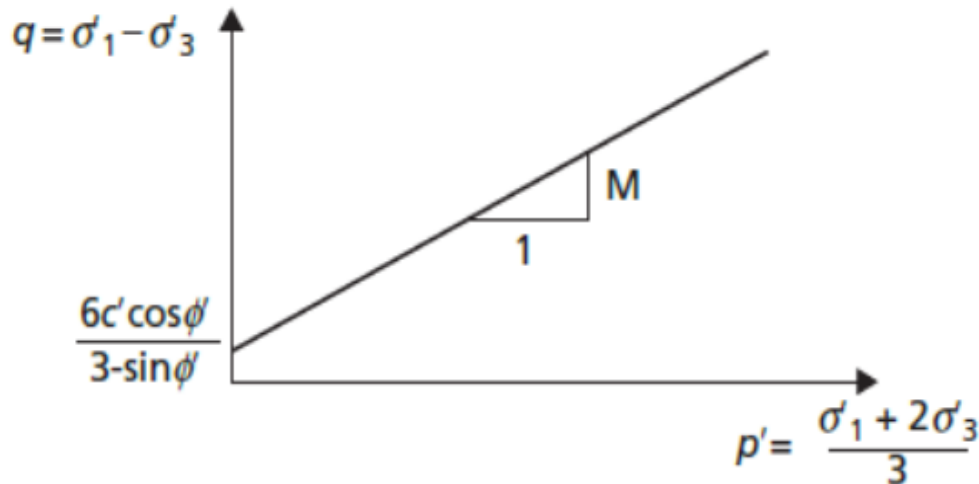


Fig.I.12 Interprétations des essais triaxiaux étant donné le stress invariant [43].

En considérant les paramètres de la régression linéaire, nous avons déterminé l'angle de frottement (φ') et la cohésion effective c' étant donnés les équations présentés ci-dessous :

$$\varphi' = \sin^{-1} \left(\frac{3M}{6 - M} \right)$$

$$c' = \frac{b(3 - \sin \varphi')}{6 \cos \varphi'}$$

➤ L'essai cisaillement direct

Les essais de cisaillement direct réalisés dans la CPC pour l'obtention de la valeur de φ' et c' sont désignés généralement comme essais de cisaillement direct consolidés drainés (CD). Pour chaque profondeur, un minimum de trois essais est exécuté en considérant différentes

contraintes de consolidation. Ce type d'essai est réalisé à une vitesse basse, en permettant la consolidation du sol (c'est-à-dire en permettant la dissipation de la pression interstitielle) alors qu'il est soumis au cisaillement.

Pendant l'essai, l'éprouvette est expérimentée sous une force normale constante et le contrainte de cisaillement, variable pendant l'essai, est mesuré à travers d'un anneau dynamométrique. En considérant les paires de points (σ' , τ) au moment de la rupture, c'est possible de déterminer l'angle de frottement et la cohésion du sol en appliquant une régression linéaire simple. L'ordonnée à l'origine b de cette régression est correspondant à la cohésion effective du sol et l'angle de frottement effectif est obtenu en considérant la pente (M) et l'expression :

$$\varphi' = [\tan^{-1}(M)]$$

Dans la Figure 13 nous présentons à titre illustratif les résultats obtenus pour un essai de cisaillement direct (CD) : (sondage: SC 05 PV01)

$$\sigma_1 = 100 \text{ kPa} ; \tau_1 = 78 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = 200 \text{ kPa} ; \tau_2 = 103 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3 = 300 \text{ kPa} ; \tau_3 = 134 \text{ kPa}$$

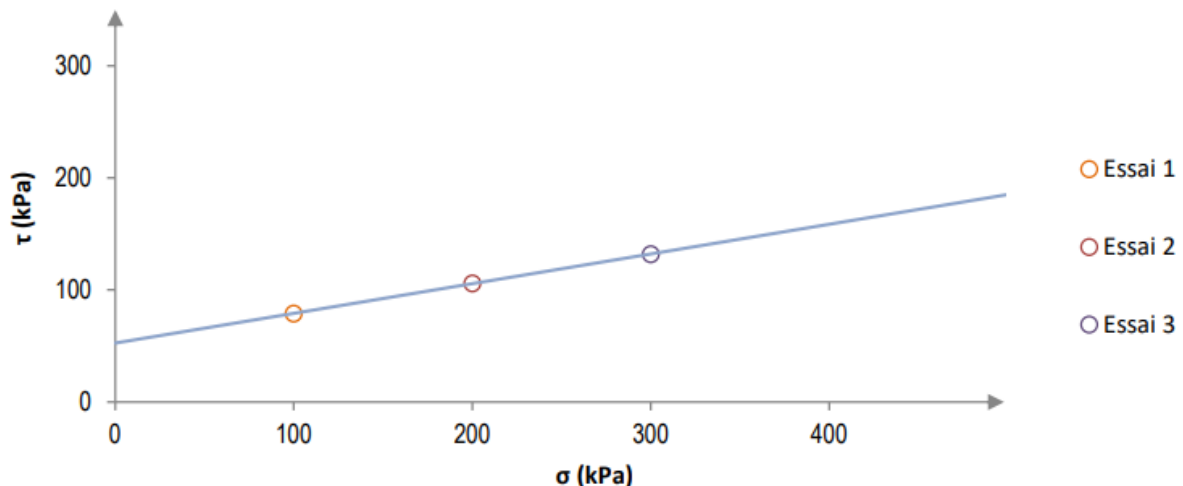


Fig.I.13 Résultat typique des essais de cisaillement direct [5].

➤ Détermination du module de déformabilité drainée

La détermination de la valeur du module de déformabilité drainée E' a été faite selon la Loi de Hooke, à travers de l'équation suivant :

$$E' = Eu / 1,15 \quad (I.02)$$

L'expression présentée ci-dessus, prend en compte les coefficients de Poisson drainé et non

drainé de 0,3 et 0,5, respectivement.

c. Paramètres drainés des sols non-cohésifs

Le paramétrage des couches des sols granulaires non-cohésifs a été effectué sur la base des données des essais SPT et PMT, en utilisant des corrélations depuis longtemps validées.

➤ Calcul de l'angle de frottement effectif (φ') à partir de l'essai SPT

Les corrélations utilisées entre l'angle de frottement effectif (φ') et les résultats de l'essai SPT sont :

→ Hataka et Uchida, (1996) :

$$\varphi' = \sqrt{(20 \cdot N1) + 20} \text{ où } N1 = [NSPT / (\sigma_v / 98)] \cdot 0,5 \quad (I.03)$$

→ Schmertmann (1990) :

$$\varphi' = \arctan [N60 / 12,2 + 20,3(\sigma_v / p_a)] \cdot 0,34 \quad (I.04)$$

→ Peck et al.(1974) :

$$\varphi' = 27,1 + 0,3 \cdot (N1/60) - 0,00054((N1/60)^2) \quad (I.05)$$

➤ Calcul de l'angle de frottement effectif (φ') à partir de l'essai PMT

La corrélation utilisée entre l'angle de frottement effectif (φ') et les résultats de l'essai PMT est :

→ Ménard, in Baguelin et al. (1978) : $\varphi' = 4,0 \cdot \log_2 (Pl / 2,5) + 24 \quad (I.06)$

➤ Calcul du module de déformabilité drainé (E') à partir de l'essai SPT

Les corrélations utilisées entre le module de déformabilité drainé (E') et les résultats de l'essai SPT ($NSPT$) sont :

- Bowles, J.E. (2002) :

$$E' = 1200 \cdot (NSPT + 6) \quad (I.07) \quad (\text{Sables et sables graveleux}).$$

- Bowles, J.E. (2002) : $E' = 6000 \cdot NSPT \text{ (sables NC)}. \quad (I.08)$

- Mezenbach (1961) : $E = C_1 + C_2 \cdot N_{SPT} \quad (I.09)$

Où C_1 et C_2 sont des coefficients dépendants du type de sol.

→ Papadopoulos (1992) : $E' = 75 + 8 \cdot N_{SPT} \quad (I.10)$

➤ Calcul du module de déformabilité drainé (E') à partir de l'essai PMT

Les corrélations utilisées entre le module de déformabilité drainé (E') et les résultats de l'essai PMT sont :

- Baud et Gambin (2013) : $E = (Pl^* / \sigma_{oh}) 0.5. Pl^*$ (I.11)

Où la pression limite nette (Pl^*) est calculée à partir de $Pl^* = Pl - \sigma_{oh}$ et σ_{oh} est la contrainte totale horizontale au niveau d'essai.

- Ménard (1965) : $E = (EPMT/\alpha)$ (I.12)

Où α est un coefficient rhéologique dépendant du type de sol.

- Nous avons aussi utilisé des corrélations indirectes entre la résistance à la pénétration statique (q_c) et le (E'), pour aider dans l'évaluation des valeurs obtenues avec les corrélations directes. Les valeurs de q_c ont été estimées à partir des valeurs du N_{SPT} , et après elles ont été corrélées avec le E' selon les équations suivantes :

- Robertson(1986) : $qc = N60 \cdot pa \cdot a$ (I.13)

où a est un coefficient dépendant du type de sol.

- Schmertmann (1978) : $E' = 2,5qc$ (I.14)

- Webb (1970) : $E' = 7,17 + 2,5qc$. (I.15)

I.6 Résumé des paramètres

Nous présentons dans le Tab.I.05 et dans le Tableau I.6 un résumé des paramètres géotechniques utilisés dans les calculs de dimensionnement.

Tab.I.05 Paramètres géotechniques de calcul – sols [4].

Horizon géotechnique	R	Qs	QMs	QM	TS	TM
Profondeurs moyennes(m)	0,0 - 4,5	4,1 – 15,5	7,5 - 26	9,0 - 33,5	32,0 à > 48,0	> 48,1
Poids vol. humide γ_h (kN / m ³)	20	20	20	20	20	20
Poids vol. sec γ_d (kN / m ³)	17	17	17	17	17	17
Cohésion non-drainée S_u (kPa)	30	.	.	$S_u = 121,8 - 1,35 \cdot (z - 30)$	.	200
Module de déformabilité non-drainé E_u (MPa)	12	.	.	$E_u = 67 - 0,74 \cdot (z - 30)$	.	100
Angle de frottement effectif ϕ'	20	34	35	22	36	22
Cohésion effective c' (kPa)	0	0	10	45	10	45
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10	60	65	64	70	87
Coefficient K_0	0,5	0,5	0,5	0,75	0,5	0,6

Tab.I.06 Paramètres géotechniques de calcul – roche [4].

Horizon géotechnique	Conglomérat (QM-C) (1)	Conglomérat (QM-C) (2)
Profondeurs moyennes (m)	4,0- 18,0	26,0-37,5
Poids spécifique γ (kN/m ³)	25,0	25,0
Angle de frottement ϕ	38	38
Cohésion c (kPa)	60	60
Module de déformabilité E (MPa)	100	120

Conclusion

La description de site permet d'obtenir des informations sur la géologie, la géomorphologie et les conditions environnementales spécifiques au site du tunnel. Ces informations aident à identifier les types de sols et de roches présents, les couches stratigraphiques, les discontinuités géologiques, les caractéristiques hydrogéologiques et d'autres facteurs qui peuvent influencer la construction du tunnel.

La géotechnique de terrain et les essais jouent un rôle fondamental dans la réalisation d'un tunnel sûr et fiable. La compréhension des caractéristiques géotechniques du site, l'utilisation de méthodes appropriées et la réalisation d'essais in situ et au laboratoire permettent de prendre des décisions éclairées tout au long du processus de conception et de construction. Il est essentiel de tenir compte des résultats des études géotechniques pour mettre en place des mesures d'ingénierie adaptées, prévenir les risques géotechniques et garantir la stabilité et la durabilité du tunnel.

Chapitre II :

Construction des tunnels et ouvrages spéciaux.

Introduction

Lorsqu'on creuse un tunnel souterrain, on remplace progressivement l'état initial par une série d'états successifs dont on n'est pas certain s'ils sont en équilibre. Ces états résultent de la création d'un vide à l'intérieur du massif, ce qui annule la contrainte normale le long des parois de l'excavation et redistribue les contraintes. Dans ce processus, on ne rajoute pas de forces, mais on retire des volumes de matière qui contribuaient à l'équilibre des forces gravitationnelles préexistantes, et on les remplace, après un certain délai, par des éléments de structure non équivalents.

L'excavation d'un tunnel perturbe l'état du terrain, ce qui provoque des mouvements de masse visant à rétablir l'équilibre. L'évaluation de ces mouvements prend en compte la nature des terrains et leurs différentes caractéristiques déterminées à partir d'essais en laboratoire. On peut distinguer deux principaux types de méthodes pour la construction des tunnels :

- Les méthodes basées sur des opérations cycliques d'avancement : cela implique le creusement du tunnel, le soutènement et le remblayage.
- Les méthodes où les opérations de creusement et de remblayage (parfois aussi de soutènement) sont réalisées de manière quasi-continue, en utilisant des machines d'excavation globale ou des boucliers.

II.1 Classification des tunnels

Un tunnel est une structure souterraine qui permet le passage d'une voie de communication, telle qu'une voie ferrée, une route ou un chemin piétonnier. Les tunnels sont similaires aux ouvrages hydrauliques souterrains, tels que les aqueducs, les collecteurs et les émissaires, qui servent à l'acheminement ou à l'évacuation des eaux des grands centres ainsi que certaines conduites liées aux barrages et aux centrales hydroélectriques [8].

II.1.1 Histoire des tunnels

De nombreux tunnels ont été construits à des fins minières ou pour l'approvisionnement en eau. Par exemple, les qanats ont été réalisés dans des régions désertiques, et des tunnels ont été construits en Palestine, tels que le tunnel construit par Ézéchiass vers 700 avant J.-C. pour amener l'eau, ou le tunnel de Gezer, long d'environ 67 mètres, construit au milieu du 2^e millénaire avant J.-C. pour accéder à une source souterraine.

La plus ancienne mention d'un tunnel remonte à près de 4 000 ans dans la description du tunnel de Babylone par Diodore de Sicile. Environ 520 avant J.-C., Eupalinos a dirigé la construction d'un tunnel à travers une montagne pour amener l'eau.

Des galeries souterraines ont également été construites pour réguler les niveaux de lacs,

comme le tunnel du lac Fucino d'une longueur de 5 679 mètres.

De XIX^{ème} siècle à nos jours, le développement du réseau ferroviaire et par la suite les de métros ont entraîné la construction de nombreux tunnels afin d'éviter les fortes pentes [9].

La classification générale des tunnels repose sur quatre critères : la position du tunnel par rapport à la surface du terrain, le fonctionnement de l'ouvrage, la forme de la section et la topographie environnante, ainsi que les points qu'il relie.

En ce qui concerne la forme des tunnels, on peut en distinguer trois principales :

- La forme circulaire.
- La forme en fer à cheval (voûte).
- La forme elliptique.

La section d'un tunnel voûté est composée des éléments suivants :

- Calotte : la partie supérieure et centrale de la voûte.
- Clé de voûte : la section de la voûte située dans son plan de symétrie.
- Piédroits : les parties verticales de la section transversale du tunnel, situées entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, on utilise également ce terme pour désigner les parties latérales de la section transversale du tunnel.
- Radier : la partie inférieure du tunnel située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué d'une dalle ou d'un arc en béton.
- Rein : la partie de la voûte située entre la calotte et les piédroits.

La figure II.01 présente les termes couramment utilisés pour décrire l'excavation d'un puits ou d'un tunnel. Le terrain se déforme à deux endroits : à l'avant de l'excavation, on parle d'extrusion, et sur les parois, on parle de convergence [10].

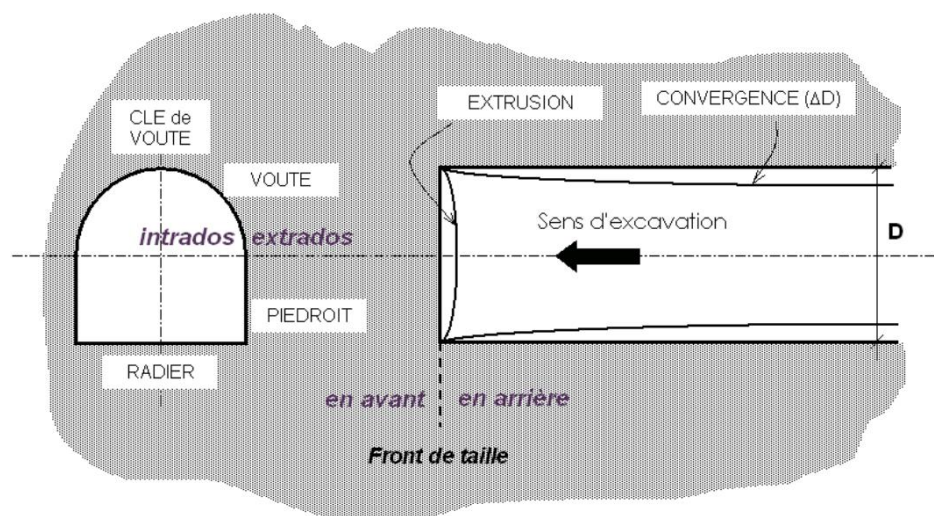


Fig.II.01 Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille (Levasseur., 2007).

II.3 Ouvrages spéciaux

Les constructions souterraines sont la solution idéale pour créer de nouvelles infrastructures en milieu urbain et franchir les zones montagneuses. En milieu urbain, le sous-sol devient une alternative presque inévitable pour résoudre les problèmes d'occupation et de congestion de la surface.

La réalisation de travaux souterrains permet de surmonter les obstacles, d'exploiter pleinement l'espace souterrain pratiquement illimité et de libérer la surface au sol [11].

II.3.1 Puits

La réalisation d'un ouvrage souterrain implique généralement la construction d'un puits d'accès vertical, dans les directions et à des profondeurs souhaitées. Les tunnels et les galeries sont souvent implantés avec une pente proche de l'horizontale, et l'ouvrage principal est ainsi construit à partir de ces puits.

L'étude des tunnels est également importante dans le cadre des projets de stockage des déchets radioactifs, où il est nécessaire de creuser des galeries profondes à partir desquelles les puits ou galeries de stockage seront réalisés.

Chaque ouvrage souterrain dispose d'un système d'évacuation comprenant des puits et des galeries de connexion. Les puits sont généralement des structures circulaires, sécurisées par une paroi moulée ou des pieux préalablement réalisés [12].

II.3.2 Rameaux

Les rameaux sont des liaisons qui permettent de connecter le puits de l'ouvrage annexe au tunnel principal. On les appelle également rameaux de connexion ou rameaux de raccordement. Il existe deux types de rameaux.

- Les rameaux d'accès de secours.
- Les rameaux de ventilation décompression désenfumage et accès de secours.

La méthode utilisée pour les étapes clés de construction des rameaux reste la même, indépendamment de leur type ou de leur diamètre [13].

II.3.2.1 Dimensionnement du rameau de connexion PV 01

Les dimensions du rameau de connexion du PV 01 sont présentées dans la figure suivante (Fig II.02) :

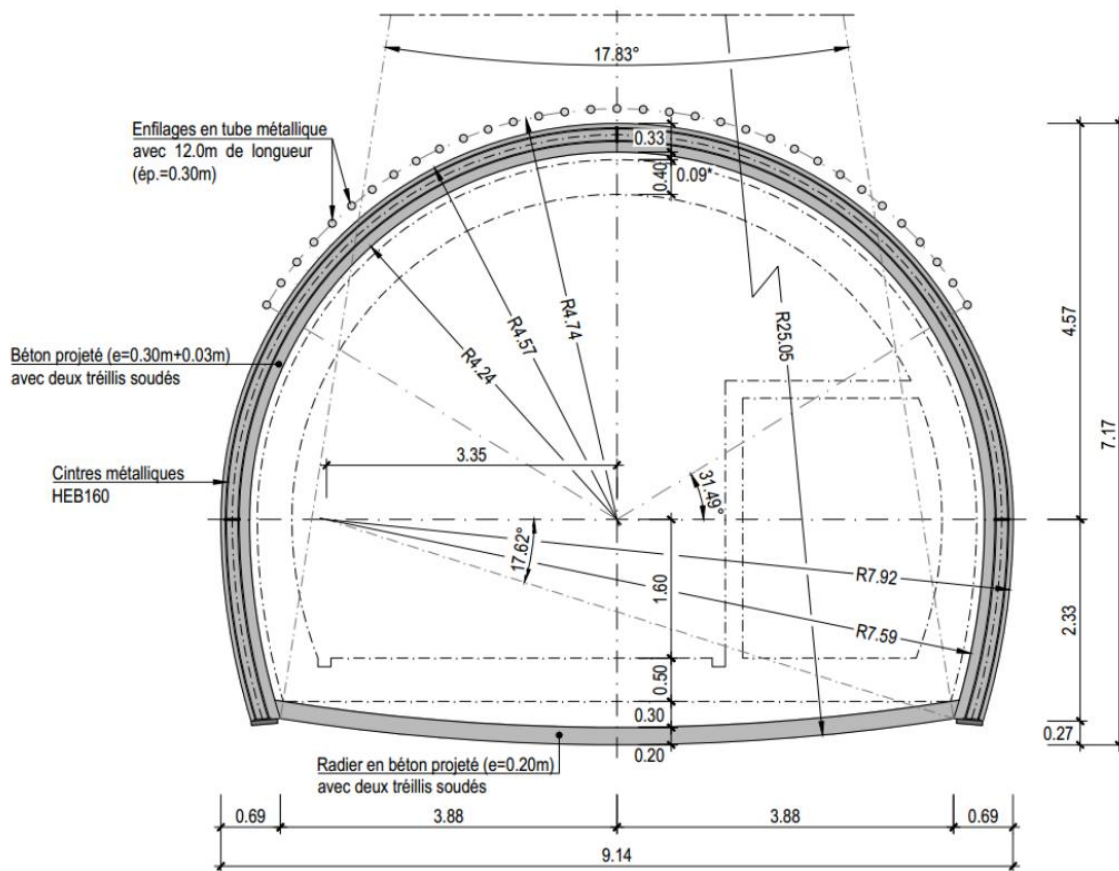


Fig II.02 Dimensionnement du rameau de connexion PV 01 [42].

II.4 Méthode de creusement des tunnels

Les méthodes de creusement des tunnels sont :

II.4.1 Nouvelle méthode Autrichienne (NATM)

Le NATM (New Austrian Tunneling Method) est à la fois une approche de construction et une philosophie de conception. Cette philosophie vise à exploiter au maximum la force du sol environnant pour renforcer la structure du tunnel. En d'autres termes, les conditions du sol dictent le processus d'excavation. La philosophie du NATM encourage également une surveillance continue du chantier.

La méthode de construction du NATM repose sur la flexibilité - le forage et la conception sont adaptés en fonction des résultats de la surveillance continue. Les opérations se déroulent de manière séquentielle afin de tirer le meilleur parti des conditions du sol. De plus, le NATM installe un soutènement en mouvement dans le sol, en ajoutant des renforts en béton projeté si nécessaire. Le soutènement final et permanent consiste généralement (mais pas toujours) en un revêtement en béton coulé sur place, placé sur une membrane d'étanchéité.

Le NATM convient particulièrement aux tunnels de courte portée (> 2 km) situés dans des régions présentant des conditions de sol variables. Sa philosophie et sa méthode de construction permettent une excavation de tunnel plus rentable et flexible par rapport à d'autres méthodes [14].

II.4.2 Méthodes de creusement au tunnelier (TBM)

Ce mode d'excavation est employé dans les terrains de faible résistance, lorsque le front d'attaque ne peut pas équilibrer les pressions hydrostatiques ou de terre sans soutènement. Dans ce mode, le sol est creusé en section complète à l'aide de techniques mécanisées. Le tunnelier (Fig II.04) est une machine de forage qui réalise en continu l'excavation d'un tunnel et, si nécessaire, la pose d'un revêtement à proximité immédiate du front d'attaque. Ainsi, il est conçu pour effectuer cette excavation en perturbant le moins possible l'équilibre naturel du sol.

Dans les terrains tendres nécessitant un soutènement important, la forme circulaire est la plus adaptée pour absorber les forces. Le tunnelier est alors équipé d'un bouclier et le front d'attaque peut être pressurisé. Pour les grands diamètres, l'excavation se fait par une attaque globale à l'aide d'une roue de coupe située à l'avant de la machine, avec un procédé de confinement adapté. La machine progresse en s'appuyant contre le revêtement mis en place au fur et à mesure de l'avancement, à l'aide de vérins. Le revêtement installé est généralement le revêtement final. Dans certains cas, il peut être complété par un anneau intérieur qui remplit d'autres fonctions en plus de sa fonction de résistance mécanique [15].

Ainsi, le tunnelier équipé d'un bouclier mécanisé est utilisé pour creuser des galeries souterraines. Par conséquent, il doit assurer les fonctions suivantes (Fig II.03) :

- Excavation du sol en section complète.
- Soutènement du front d'attaque.
- Soutènement des parois latérales pendant l'excavation.
- Avancement du bouclier en s'appuyant sur le revêtement installé.
- Pose du revêtement sous la protection d'une jupe métallique.
- Évacuation des déblais à l'arrière de la machine et leur transport jusqu'aux installations de décharge [16].

II.4.2.1 Avantages du Tunnelier

- Le tunnelier permet d'atteindre des vitesses de creusement théoriquement élevées, allant de 15 à 30 mètres par jour.
- L'absence de vibrations garantit une bonne stabilité de la galerie.
- L'absence de déformation du profil réduit la quantité de béton nécessaire.
- Le soutènement est facile et rapide grâce à l'utilisation de préfabriqués.
- La réduction du personnel permet d'augmenter l'efficacité par poste de travail.
- Les chantiers bénéficient d'une meilleure sécurité.

II.4.2.2 Inconvénients du Tunnelier

- Le temps de travail réel de la machine est limité à moins de 30%.
- Le tunnelier est seulement adapté aux terrains homogènes.
- Tout incident géologique imprévu peut entraîner le blocage de la machine.
- Les coûts sont très élevés, ce qui rend difficile voire impossible l'amortissement sur des tronçons de moins de 2 km de long.
- La géométrie du tunnel doit être circulaire.
- Les outils de forage sont excessivement coûteux [17].

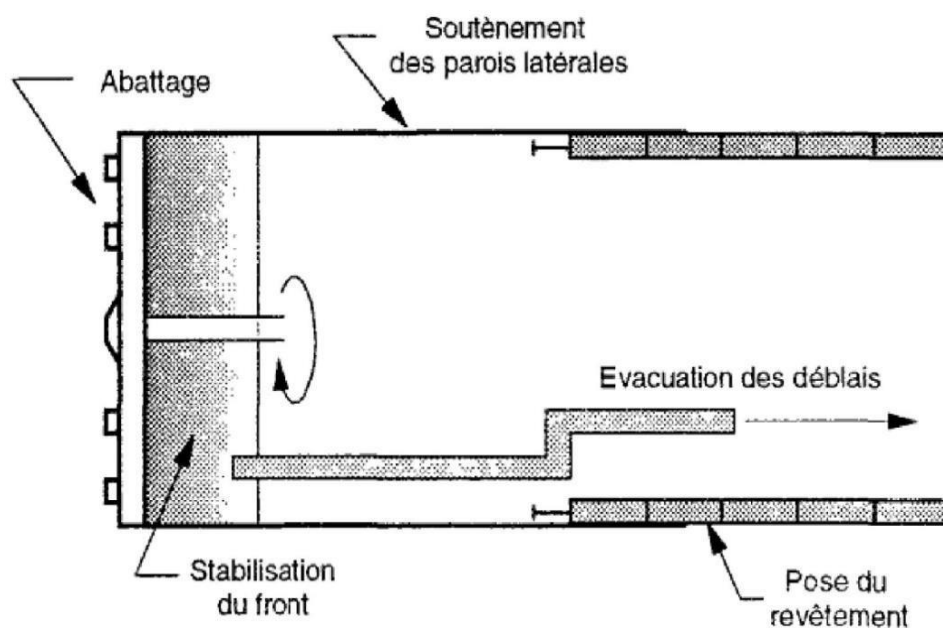


Fig II.03 Principales fonctions d'un tunnelier [44].



Fig II.04 Modèle réel TBM métro Alger [26]

II.5 Techniques de creusement par NATM

Le choix de la méthode de creusement joue un rôle crucial dans la réussite financière et la planification d'un projet. Les différentes techniques d'excavation peuvent être utilisées selon différents modes d'approche, en fonction de la qualité du sol rencontré [18].

II.5.1 Creusement en pleine section

L'excavation en pleine section est particulièrement adaptée aux terrains homogènes, où aucun autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté n'est nécessaire. Il est important de comprendre les techniques d'avancement qui permettent de dégager complètement la section principale de l'ouvrage en une seule opération, Voir la figure (Fig II.05) [19].

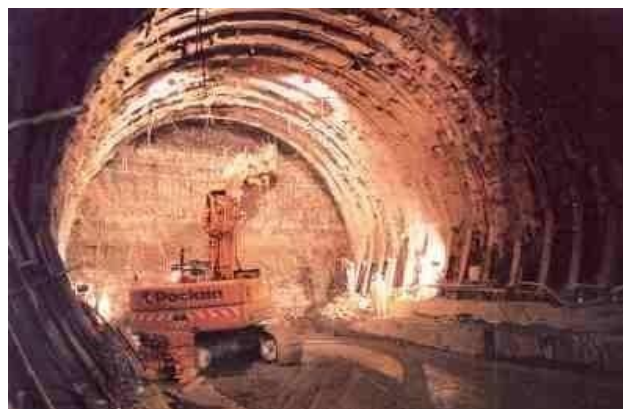


Fig II.05 Creusement du tunnel en pleine section [20].

II.5.2 Creusement en demi-section

Le creusement par demi-section est particulièrement approprié pour les terrains hétérogènes qui requièrent un soutènement important (Fig.II.06). Cette méthode peut être largement utilisée en ajustant la longueur de l'avancement par étapes. Dans des terrains difficiles, il est possible d'installer rapidement le soutènement en le positionnant dans une excavation périphérique et en le bétonnant temporairement sur le noyau central [19].



Fig.II.06 Creusement du tunnel en demi-section [20].

II.5.3 Creusement en section divisée

Ce mode de creusement était principalement utilisé à une époque où les techniques de pré-soutènement et de renforcement du front de taille n'étaient pas encore bien développées. Il implique la création préalable d'une ou plusieurs galeries de petite section (Fig.II.07), dont une partie du soutènement contribue au soutènement final de l'ouvrage.

Il existe différentes approches pour diviser la section du tunnel :

- Cette méthode est employée lorsque les caractéristiques du terrain ne permettent pas un soutènement adéquat du front de taille dans une ouverture en pleine section ou en demi-section.
- Une conséquence importante de cette méthode est que cela retarde le moment où l'intégralité de la section du tunnel est réalisée. Chaque étape du creusement doit être soigneusement contrôlée afin de maîtriser l'évolution du terrain [21].



Fig II.07 Creusement du tunnel en section divisée. [22]

II.6 Les systèmes de soutènements

Le processus de creusement d'un ouvrage souterrain tel qu'une galerie ou un tunnel perturbe les contraintes naturelles du terrain environnant la cavité créée. Ces contraintes peuvent directement causer l'instabilité du sol et de l'ouvrage lui-même. La réaction du terrain dépend de la nature et de la résistance mécanique du matériau excavé, ainsi que des caractéristiques géomécaniques de la cavité. C'est pourquoi la mise en place d'un soutènement est un élément essentiel lors de l'exécution d'un tunnel ou d'une galerie...etc [16].

II.6.1 Définition du soutènement provisoire

Le soutènement provisoire est un dispositif spécialement conçu et implanté pour assurer la stabilité des parois d'une ouverture souterraine pendant la période qui sépare l'excavation initiale de la mise en place d'un revêtement permanent. Dans certaines circonstances, le soutènement provisoire peut également être utilisé à long terme, tel que l'utilisation de voussoirs préfabriqués en béton installés par un tunnelier [16].

II.6.2 Rôle du soutènement provisoire

Il a le rôle de protection et de sécurité, pour le personnel travaillant sous terre (contre les chutes de petits blocs) et pour assurer la stabilité des parois d'une excavation souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du revêtement définitif.

II.6.3 Classification des modes de soutènement selon leurs actions

On distingue quatre principales catégories de soutènement :

a) Soutènement exercé en appliquant une pression de confinement au sol environnant

Sont essentiellement :

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

b) Soutènement exerçant à la fois une pression de confinement et agissant comme renfort du sol environnant (armature)

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

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

c) Soutènement agissant comme supports

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

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

d) Soutènement consolidant le sol en vue de modifier ses propriétés géotechniques et/ou hydrologiques

Sont essentiellement :

- injection de consolidation.
- air comprimé.
- congélation [16].

II.6.4 Types de soutènements dans le tunnel

Il existe plusieurs types de Soutènement

II.6.4.1 Soutènement Provisoire

Le soutènement provisoire est un terme utilisé pour décrire un ensemble de méthodes et de dispositifs conçus et mis en place pour maintenir la stabilité des parois d'une ouverture souterraine pendant la période qui sépare l'excavation initiale de la pose d'un revêtement permanent. Dans certaines situations, le soutènement provisoire peut également être utilisé de manière permanente, notamment lorsque des voussoirs préfabriqués en béton sont installés par un tunnelier [23].

II.6.4.2 Soutènement Permanent

Le soutènement permanent désigne un système de support conçu et installé pour assurer la stabilité à long terme des structures souterraines. Dans certaines situations, le soutènement provisoire peut être envisagé pour un usage à long terme, ce qui le qualifie alors également de soutènement permanent. C'est le cas, par exemple, des voussoirs préfabriqués en béton mis en place par des tunneliers ou de certains boulons d'ancrage. D'autres éléments de soutènement provisoire peuvent se détériorer avec le temps, comme la corrosion des boulons d'ancrage ou la désagrégation du béton projeté, ce qui exclut généralement leur contribution sur le long terme.

Dans ces circonstances, le soutènement permanent est généralement réalisé à l'aide d'un voile de béton coulé à l'aide de coffrages mobiles. Parfois, le soutènement permanent peut également jouer un rôle fonctionnel important. C'est notamment le cas dans les tunnels routiers, où des surfaces lisses sont nécessaires pour la ventilation, la visibilité et l'esthétique, ou pour des raisons hydrauliques afin de réduire les pertes de charge hydraulique [23].

a) La voûte parapluie

Lors de la construction d'un tunnel dans un sol meuble, il est souvent nécessaire de mettre en place une voûte parapluie (Fig.II.08) pour contrôler les tassements de surface lorsque la couverture est faible. Ce procédé implique la mise en place préalable d'une pré-voûte en contact direct avec les futurs extrados de l'ouvrage, avant le creusement de celui-ci. La pré-voûte est constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale, suivant le contour de la section qui sera excavée. Elle a plusieurs objectifs : assurer la stabilité de la partie excavée pendant les travaux, éventuellement remplacer le soutènement provisoire, améliorer la stabilité du front de creusement en réduisant les contraintes en amont de celui-ci

et limiter les tassements de terrain.

- Assurer la stabilité de la travée en cours d'excavation.
- Améliorer la stabilité du front par réduction des contraintes agissant en avant de celui-ci.
- Limiter les tassements en surfaces

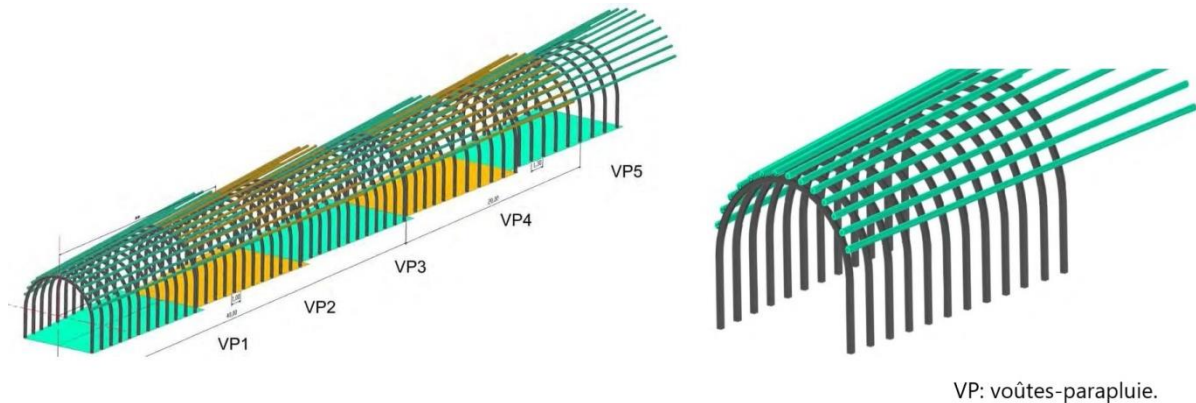


Fig.II.08 Voûte parapluie [27].

a) Les cintres

Les cintres sont des structures en forme d'arc ou de portique, généralement en métal, placées dans la section transversale d'un ouvrage souterrain. Leurs éléments structuraux sont positionnés le long des parois et sont calés soit directement, soit à l'aide d'un revêtement de blindage. Les cintres constituent une structure rigide et discontinue qui n'est pas intimement liée au sol (Fig.II.09).

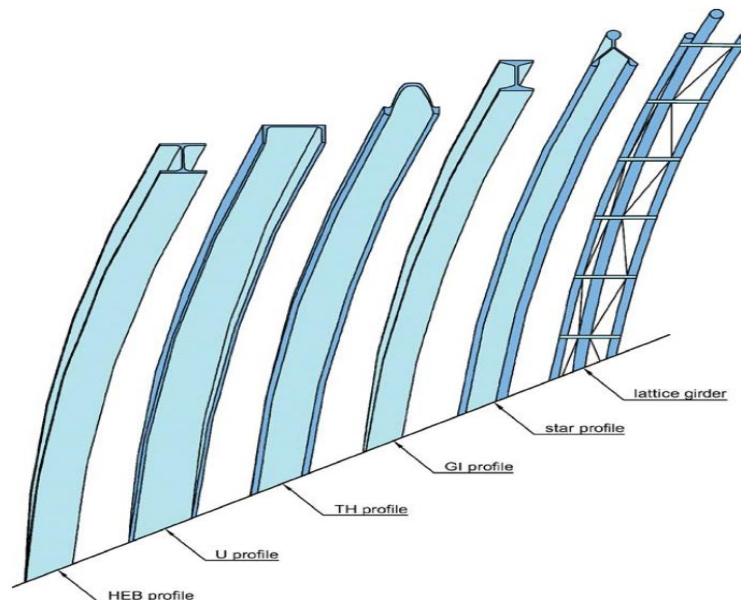


Fig.II.09 Classification des cintres suivant leurs profils [24]

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

- de protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux

déformations d'ensemble).

- de soutènement (pour ralentir la convergence des parois).
- de renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien.

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

➤ Les cintres lourds

Les cintres sont principalement utilisés pour soutenir ou renforcer des structures existantes. Ils sont composés de profilés courants, généralement des HEA (Fig II.10), qui sont assemblés par éclissage ou par des platins soudés perpendiculairement à chaque extrémité des éléments. Les cintres ne sont pas conçus pour permettre une déformation. [16]

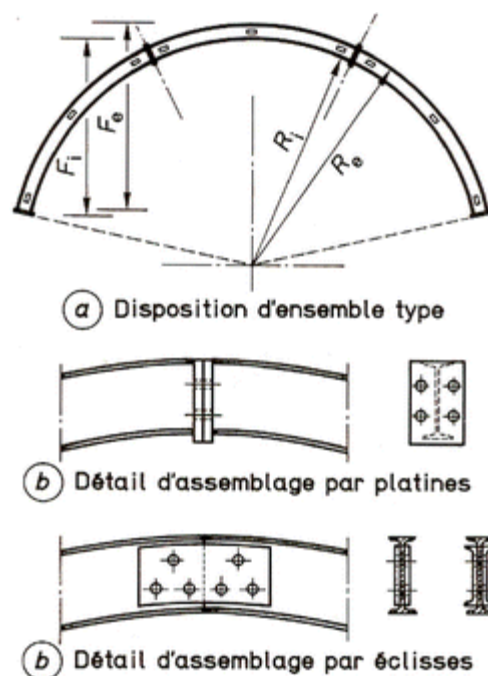


Fig. II.10 Cintres lourds. [20]

➤ Les cintres légers

En règle générale, les systèmes coulissants sont utilisés à des fins de confinement ou de protection. Ils sont composés d'un profilé en forme de U évasé (Fig II.11) et les différents éléments sont disposés en recouvrement sur une distance d'environ quarante centimètres. Ils sont assemblés en serrant deux étriers. Lorsque le sol exerce une pression, ces éléments peuvent se déformer en glissant les uns par rapport aux autres [23].

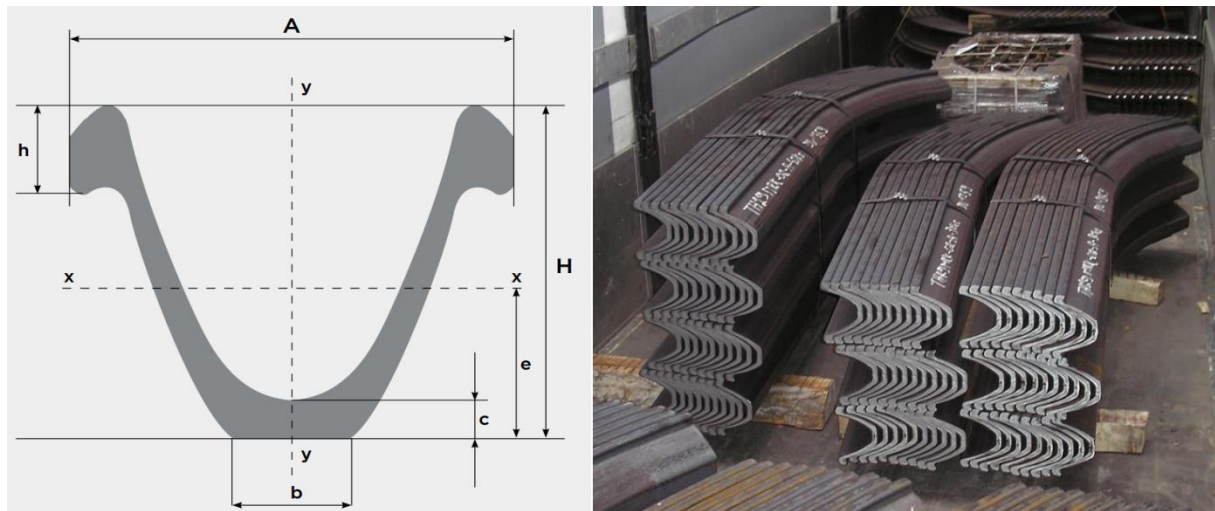


Fig.II.11 cintre léger en U [45].

➤ Les cintres réticulés

Dans certaines situations, particulièrement sur des terrains difficiles, pour des sections importantes ou des sections divisées, il peut être nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné avec des armatures plus résistantes qu'un simple treillis soudé. Les cintres réticulés sont composés de trois aciers de haute résistance reliés entre eux par des aciers de section plus faible, formant ainsi une "réticulation" qui s'adapte facilement à la forme de l'excavation.

Une fois positionnés contre le terrain, ces cintres réticulés sont recouverts de béton projeté afin de former une structure solide et cohésive. Les cintres réticulés présentent deux avantages majeurs : ils sont faciles à mettre en place et sont très compatibles avec le béton projeté. Cependant, ils ne conviennent pas dans les situations où des charges importantes sont prévues avant que le béton projeté ne puisse remplir pleinement son rôle [25].

Voir la figure (Fig II.12)

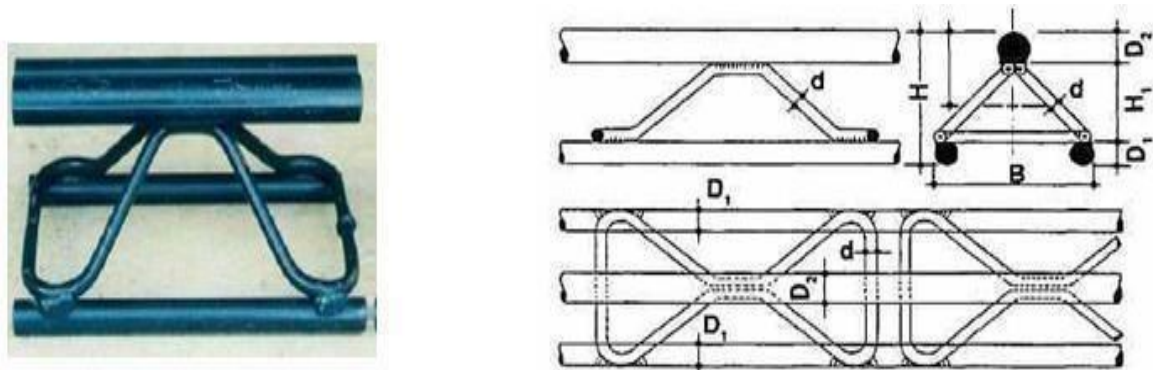


Fig.II.12 Cintres réticulés [47].

b) Boulonnage

Le boulonnage est un élément essentiel des techniques modernes de soutènement, permettant de renforcer le sol environnant à l'aide de barres métalliques d'une longueur généralement comprise entre 1,50 et 5 mètres. Ces barres sont insérées à partir de la surface libre du terrain. On distingue deux principaux types de boulons :

- Les boulons passifs.
- Les boulons actifs.

➤ Les boulons passifs

Ne sont sollicités que par le déplacement du terrain autour de la paroi. Il existe deux familles qui ne fonctionnent pas de la même façon.

- Les boulons à ancrage ponctuel.
- Les boulons à ancrage réparti [23].

➤ Les boulons actifs

Sont précontraints. Ils sont utilisés dans des massifs rocheux fissurés et de résistance moyenne à assez faible. Ce type est recommandé pour des grandes cavités.

c) Béton projeté

Le béton projeté est une variante de béton qui est appliquée en le poussant à travers une conduite et en le projetant sur une paroi à l'aide d'un jet d'air comprimé (Fig.II.13). Il est composé d'un mélange de sable, de ciment de type CPA 350 et d'une fraction de gravillons inférieurs à 20 mm. En plus de cette composition de base, des adjuvants peuvent être ajoutés pour faciliter la prise du béton. La mise en œuvre du béton projeté intervient essentiellement dans deux (02) cas bien distincts :

- Comme moyen de soutènement seul ou associé à d'autres moyens, il est mis en œuvre immédiatement après l'excavation du front de taille. Il constitue une peau de confinement souple et continue.
- Comme revêtement, lorsque la mise en œuvre du béton projeté aura lieu dans une phase ultérieure à l'excavation du front de taille.

Les propriétés du béton projeté sont:

- Pénètre en force dans les fissures.
- Protège la roche de l'altération par l'air et l'humidité.
- Assure une bonne adhérence à la roche et une bonne résistance au cisaillement.

- Mise en œuvre rapide.
- Assure une économie de main d'œuvre et de matériaux.
- La liaison roche - béton diminue la détente, la décompression, la flexion et les contraintes de traction.



Fig. II.13 L'injection de béton projeté [49].

Le béton peut être projeté soit par voie sèche, soit par voie mouillée. La distinction entre ces deux techniques réside dans la façon dont l'eau de mélange du béton est introduite, soit lors de sa fabrication, soit lors de son application [22].

d) Les pieux

Les pieux sont des éléments de construction de grande longueur, de forme circulaire ou polygonale, qui sont généralement enfoncés dans le sol. Ils peuvent être composés de béton, d'acier, de bois ou d'une combinaison de ces matériaux.

On distingue deux catégories de pieux :

- les pieux forés, qui sont réalisés sur place.
- les pieux battus, qui sont enfoncés à l'aide d'un marteau-pilon ou d'une machine vibrante.

Les pieux peuvent être utilisés pour former un mur de soutènement de type rideau mixte, offrant une résistance accrue aux forces latérales, ou bien comme des poteaux profonds intégrés à la structure d'un bâtiment.

Les principaux types de pieux :

- Les pieux sécants et jointifs.
- les pieux forés avec tirant d'ancrage ou avec buttons.

➤ **Les pieux sécants et jointifs**

La méthode d'écran de pieux sécants consiste à construire une série de pieux enfoncés dans le sol pour former une paroi continue et étanche. Ce type de soutènement est utilisé lorsqu'il y a une excavation à proximité d'une construction existante. Les pieux assurent la stabilité du sol en exploitant la cohésion à court terme du matériau en place. Ils sont dimensionnés pour résister aux forces de flexion causées par la pression exercée par le sol, les flux d'eau et les charges verticales. La réalisation de cette méthode se déroule en plusieurs phases successives :

- tout d'abord la réalisation d'une murette guide.
- puis exécution des pieux primaires, en béton moyennement résistant.
- ensuite exécution des pieux secondaires, en béton résistant armé avec des cages d'armatures.
- suivi de la démolition et de l'enlèvement de la murette guide, le recépage des pieux et le coulage d'une poutre de couronnement.
- éventuellement la mise en place lors des terrassements en descendant des ancres et ou des boutons.

Voir la figure (Fig.II.14)



Fig.II.14 Méthode pieux sécants et jointifs [52].

➤ Les pieux forés avec tirant d'ancrage ou avec buttons

Cette technique connaît le plus d'applications aujourd'hui, car elle évite les moyens de battage souvent exclus en site urbain, les pieux consiste a coulé du béton armé en place dans un forage, ce dernier peut se réaliser par plusieurs techniques de forage.

La réalisation d'un pieu foré peut être résumée comme suit :(Fig.II.15)

- Fabrication de la cage d'armature.
- Réalisation de la plate-forme de travail.
- Implantation du pieu.
- Mise au point de la foreuse.
- Installation du tubage provisoire (éventuel).
- Forage du pieu jusqu'à la profondeur indiquée sur les plans d'exécution.
- Nettoyage du fond avec le plus grand soin.
- Mise en place de la cage d'armature.
- Dessablage.
- Bétonnage.
- Récupération du tubage provisoire (éventuel).

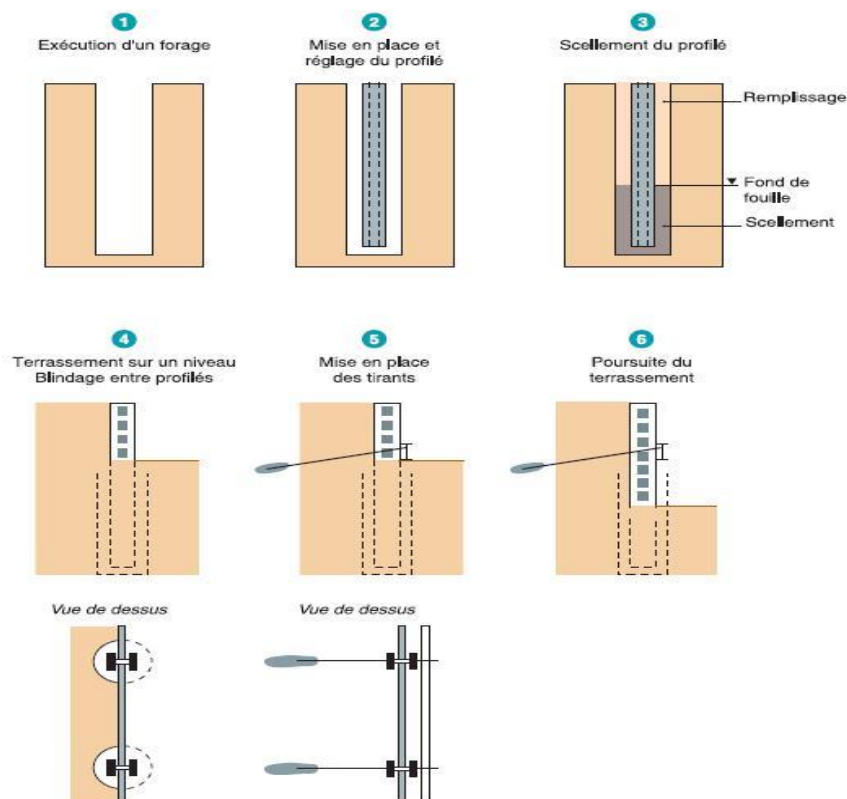


Fig.II.15 Schéma d'exécution de pieux avec tirant [50].

La stabilité de ce type de soutènement est assurée par la fiche des éléments verticaux Aux

quels sont souvent associé des dispositifs d'appuis (tirants ou buttons) qui sont mis en place au fur à mesure de l'avancement de creusement.

e) Jet grouting

Le jet grouting est une méthode qui vise à modifier la structure du sol en utilisant une haute pression (entre 20 et 40 MPa) dans un forage (Fig.II.16). Le sol est érodé et mélangé avec un coulis auto-durcissant pour former des colonnes. Les colonnes de jet grouting ont généralement un diamètre compris entre 0,80 et 3,50 mètres et peuvent atteindre des profondeurs d'environ 50 mètres, en fonction de la méthode et de la nature du sol. Bien que le jet grouting fonctionne de manière optimale avec un sol ni trop dense ni trop cohérent, il peut être utilisé pour traiter tous les types de sol.

Les avantages du jet grouting, tels que son applicabilité dans des espaces restreints, sa capacité à transmettre efficacement les charges et sa polyvalence pour différents types de sol, ont permis son utilisation dans divers domaines :

- Élément de fondation.
- Réalisation des structures de soutènement.
- Améliorer les propriétés géotechniques du sol.
- Réalisation des clous (ancrage horizontal). [16]

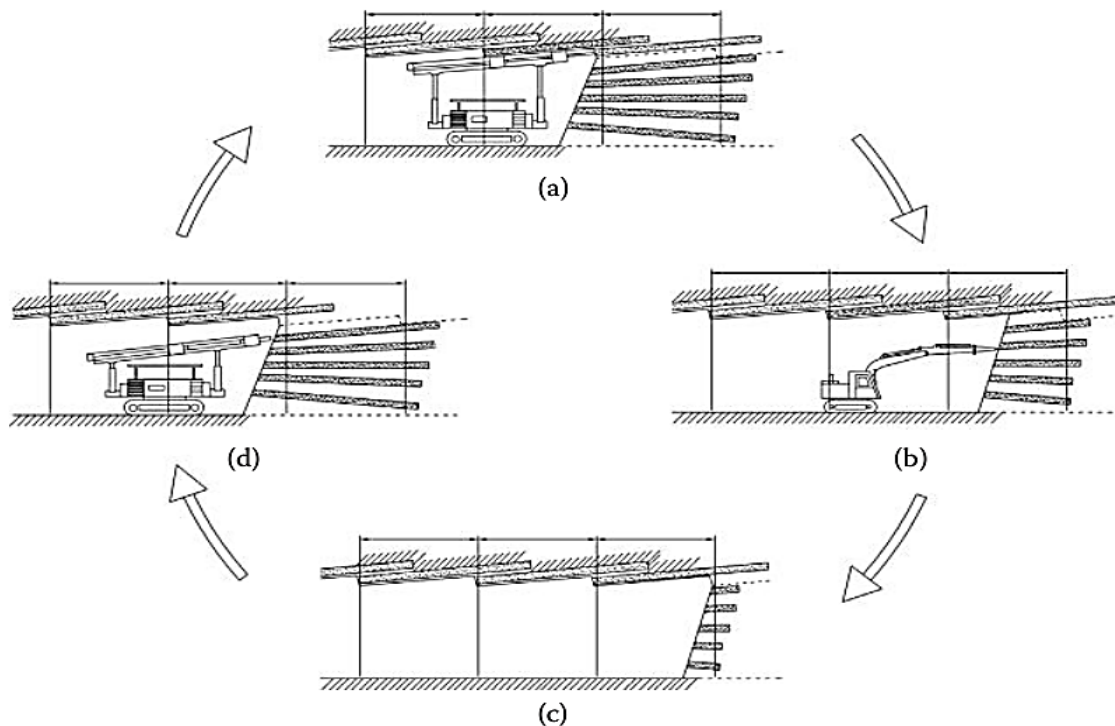


Fig.II.16 Processus de Jet Grouting pour conditionnement du terrain [53].

Conclusion

Le chapitre est une présentation des défis et les techniques associées à la réalisation de structures souterraines. La complexité associée est liée principalement à l'incertitude relative au terrain. Le tunnel est un système complexe et son succès est dicté au choix optimal des techniques en matière de conditionnement, pré soutènement, excavation proprement dit et finalement le soutènement.

Chacune de ces techniques présentes des avantages et des limitations spécifiques.

Une conception et une exécution appropriées du soutènement sont essentielles pour minimiser les risques d'effondrement, assurer la sécurité des travailleurs et garantir la durabilité des structures à long terme.

Chapitre III :

Méthodes

d'estimation et

évaluation des

déplacements

Introduction

L'excavation d'un tunnel perturbe les contraintes initiales du terrain ainsi que les conditions hydrogéologiques. Cette perturbation entraîne généralement un déplacement instantané du front vers l'excavation et une convergence des parois du tunnel.

Ce chapitre se concentre sur l'estimation des déplacements générés dans le terrain lors du creusement d'un tunnel, notamment les tassements finaux en surface et les déplacements en profondeur.

Il existe plusieurs méthodes permettant d'estimer de manière simplifiée les tassements à la surface du sol causés par le creusement d'un tunnel. Ces méthodes reposent dans le premier lieu sur l'évaluation des pertes de volume résultant du creusement du tunnel et l'estimation de la part de ces pertes de volume se répercutant en surface. Ensuite, la forme et la profondeur de la cuvette de tassement sont proposées. Ces paramètres sont liés aux caractéristiques de tunnel et du terrain.

III.1 mouvements du sol

L'introduction d'une cavité dans le sol modifie les contraintes dans le massif rocheux autour de la zone excavée. Il en résulte alors des mouvements au sein du massif. En fonction de l'intensité de cette perturbation, ces mouvements s'accompagnent en général d'un déplacement instantané du front de taille vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel. Toutes ces déformations commencent déjà bien à l'avant du front de taille, comme amplement décrit et démontré à l'aide de mesures in situ par Lunardi et Bindi (2004) et Lunardi (2008) [28].

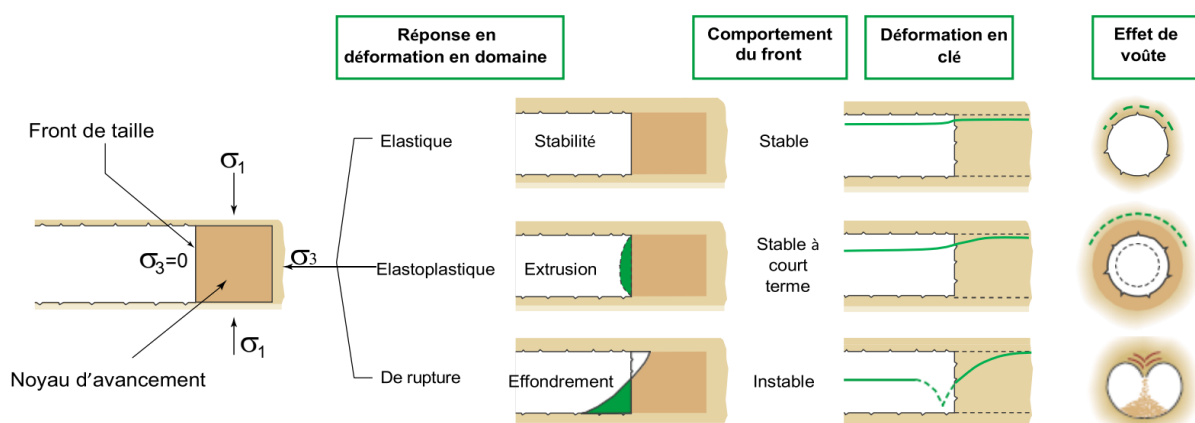


Fig.III.01 Les trois composantes de la déformation dans le massif provoquée par le creusement d'un tunnel (Lunardi et Bindi (2004))

Ces mouvements, imputables à une perte de terrain en volume (Schlosser [1989]), peuvent ensuite se propager jusqu'à la surface du sol avec un certain retard, en fonction du temps de réponse du massif et de la couverture du tunnel. Cependant, Chapeau [1991] a souligné que, dans le cas de tunnels peu profonds ($C/D < 2$), l'amortissement peut être si faible qu'une erreur dans la procédure de creusement peut entraîner une rupture en bloc de toute la couverture. Pour des hauteurs de couverture plus importante, en revanche, l'effet voute, décrit par Lunardi [1997], peut intervenir et éviter ce phénomène néfaste. La cuvette tridimensionnelle de tassement, bien représentée par Attewell [1987] et Leblais et al [1995], peut causer des dommages importants aux ouvrages existants. C'est pour cette raison qu'un enjeu prioritaire dans la réalisation de tunnel en milieu urbain est la limitation de ces déformations [28].

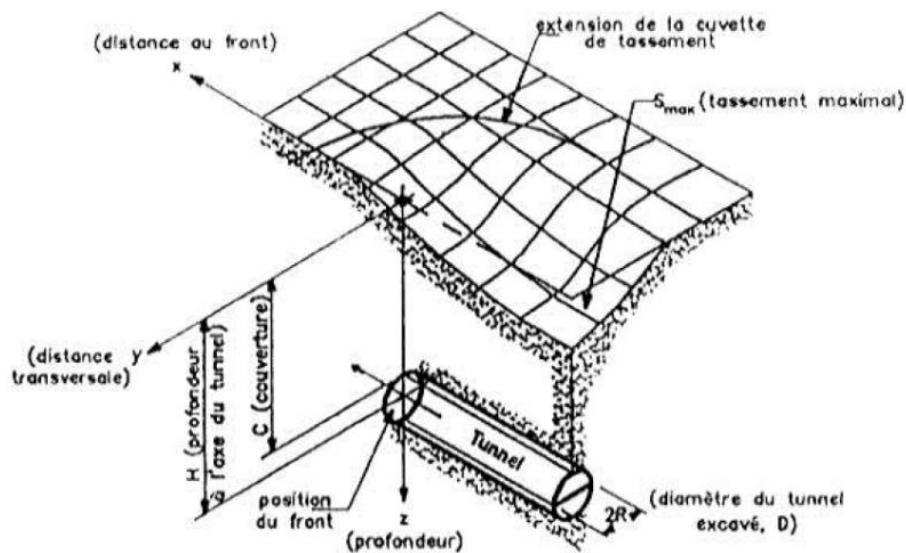


Fig.III.02 Cuvette de tassement 3D (Leblais et al. [1995])

Les déplacements horizontaux dans le massif sont mesurés, dans les directions longitudinale et transversale, à l'aide d'inclinomètres.

Les mesures des inclinomètres confirment, dans la direction perpendiculaire à l'axe du tunnel. Par ailleurs, un autre phénomène significatif est mis en évidence (figure.III.03) : dans la direction longitudinale, les premiers mètres des inclinomètres montrent un basculement vers l'arrière à l'approche du front, puis vers l'avant après son passage. Ainsi, le sol en tête semble suivre directement l'avancée du front de taille. Un ventre de déplacement se manifeste également à la profondeur du tunnel mais il ne revient pas après le passage du front, en montrant qu'il s'agit d'un volume de terrain « perdu » qui ne peut pas être récupéré. Enfin, on conclut qu'il faut descendre l'inclinomètre bien au dessous du radier afin d'avoir un encastrement sûr au pied [28].

Cette figure illustre les déplacements horizontaux du sol en fonction de la profondeur.

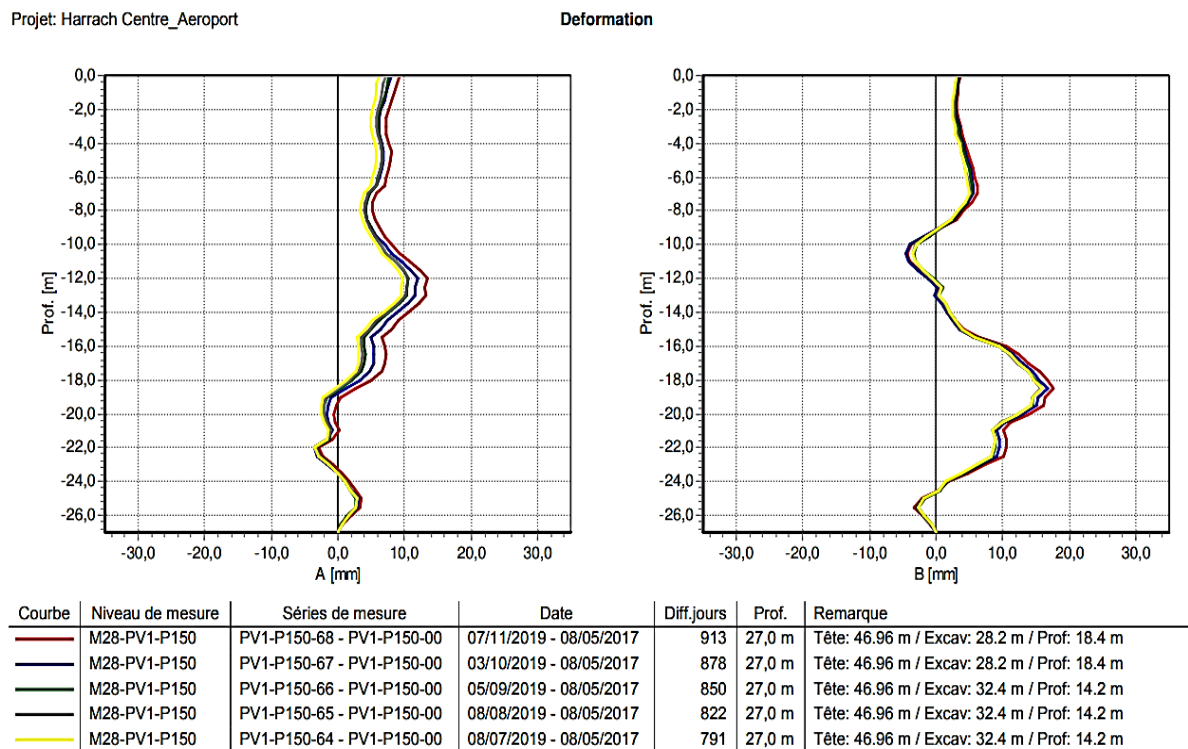


Fig.III.03 Exemple des mesures inclinométriques des parois de Puits de Ventilation 01 [42].

III.2 Tassement

Le tassement du sol est la déformation verticale agissant sur la surface du sol en raison de contraintes externes telles que le remblai, la fondation ou le poids propre. Il ne faut pas le confondre avec le compactage du sol (également appelé tassement du sol) qui se produit à la suite de phénomènes naturels (pluies intenses en sols battants) ou de causes humaines (surpiétinement, passages d'engins agricoles). C'est le cas des ouvrages souterrains, notamment des tunnels, où les tassements peuvent avoir des effets néfastes sur l'ouvrage lui-même ainsi que sur les ouvrages de surface ou profonds [29].

III.2.1 Causes du tassement

Souvent, une combinaison de plusieurs raisons est aussi à l'origine des tassements. Ces causes doivent être identifiées avec précision et résolues dans la mesure du possible. Parmi les causes des tassements il y' a :

- Dessiccation des couches superficielles du terrain (sécheresse).
- Les arbres à proximité dont les racines puisent l'eau sous la fondation.
- Excès d'eau (par exemple, ruissellement, fuites, mauvaises connexions d'eau tempête etc)
- Abaissement des nappes phréatiques et hydrologie changeante.

- Différences de dimension et de profondeur de la fondation dans différentes zones du bâtiment.
- Décompression ou éboulement de sol suite à des travaux d'excavation.
- Trafic lourd/trafic ferroviaire, des chantiers ou des tremblements de terre.
- Ouvrages souterrains [30].

III.2.2 Tassement spécifique aux tunnels

L'origine des tassements est complexe et, comme le précise Leblais (1995) dans une recommandation du groupe de travail n°16 de l'AFTES (Association Française des Travaux En Souterrain) ; la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple à déterminer.

En effet, les tassements de surface résultent d'un double mécanisme d'interaction sol structure : l'interaction entre le tunnel et le massif, d'une part, et l'interaction entre le massif et le bâti environnant d'autre part (Magnan & Serratrice, 2002).

Au voisinage du front, le champ de déplacements engendré par le creusement est tridimensionnel : à la convergence du terrain dans le plan orthogonal à l'axe du tunnel (tassement en clé, convergence, soulèvement du radier) s'ajoutent des déplacements d'extrusion du terrain vers le front de taille, dans la direction de l'axe du tunnel [31].

L'interaction tunnel-massif se traduit donc par des convergences en paroi, l'extrusion du front et par des efforts dans les soutènements. On pourrait ajouter à cette liste les questions liées au rôle de l'eau (écoulement, pression interstitielle, pression sur le soutènement, etc.). La convergence totale (convergence en avant et en arrière du front) et l'extrusion composent ce que l'on nomme les « pertes de volume » [31].

Ces différents ingrédients sont rassemblés sur la figure.III.02 où l'on a représenté un écorché tridimensionnel d'un tunnel en construction, qui avance vers la droite du graphique et est éclairé de l'intérieur. On y voit :

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

Les principaux facteurs à prendre en compte pour maîtriser les déformations du massif et leurs effets en surface sont :

- la méthode de construction du tunnel, qui peut permettre de limiter, voire supprimer les pertes de volume en souterrain et d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

- le comportement du massif, souvent fortement non linéaire dans la gamme des déformations et des faibles contraintes en jeu et dont la réponse dépend fortement de son état initial.
- les hétérogénéités du massif avec, en général, une couche de faibles caractéristiques en surface, où se trouvent la plupart des fondations, et, pour Toulon, une très grande hétérogénéité en profondeur, le long du tracé.
- la nature et l'état du bâti, qu'il faut expertiser à l'avance, puis surveiller pendant la construction du tunnel [31].

III.3 Types de tassement

Il existe plusieurs types de tassements

III.3.1 Tassement dans le profil en long

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de surface se fondent historiquement sur la forme de la cuvette dans un profil en travers. En réalité, la déformation en surface s'exprime en trois dimensions. Ainsi, il s'avère être très utile de réussir à prévoir, dans le cadre d'une méthode observationnelle sur chantier, le tassement en se basant sur les tassements observés en avant du front de taille. En un point de la surface du sol au droit du profil en long d'un chantier, le tassement évolue avec l'avancement du front de taille [30].

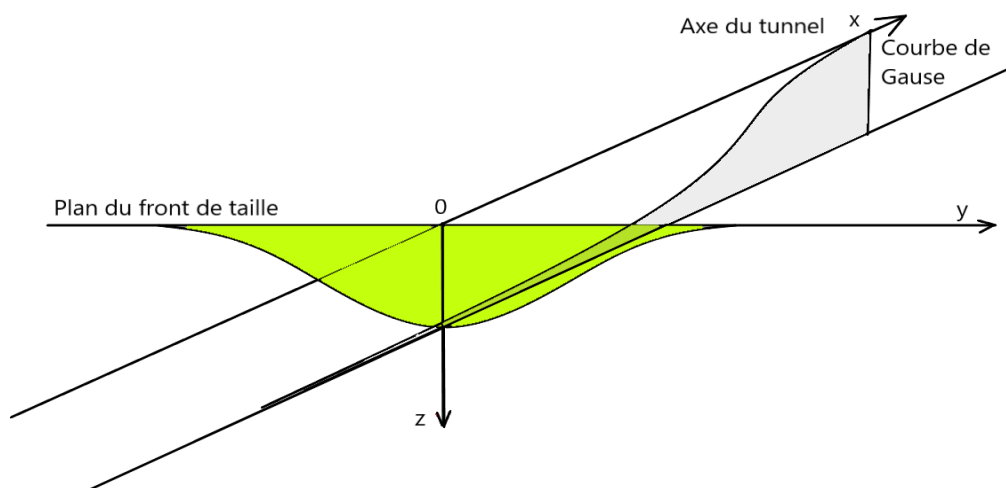


Fig.III.04 Formes des cuvettes transversale et longitudinale pour le calcul.

III.3.2 Tassement dans le profil en travers

Après le passage du front d'un tunnel peu profond dans une section droite du massif, la cuvette des tassements en surface prend l'allure d'une courbe en cloche centrée sur l'axe du tunnel et qui, depuis Schmidt (1969) et Peck (1969), a été largement décrite sous la forme d'une courbe de Gauss :

$$S(x) = S_{\max} \exp(-x^2 / 2i^2) \quad (\text{III.01})$$

Où :

x : est la distance horizontale au plan axial du tunnel.

$S_{\max}$: est le tassement (maximal) sur l'axe et i un paramètre caractéristique de l'étendue de la cuvette (ou de sa profondeur relative).

La cuvette de tassement est également caractérisée par sa demi largeur $L_c = 2.5i$, et son volume total $V_s = 2.5 i S_{\max}$ [30].

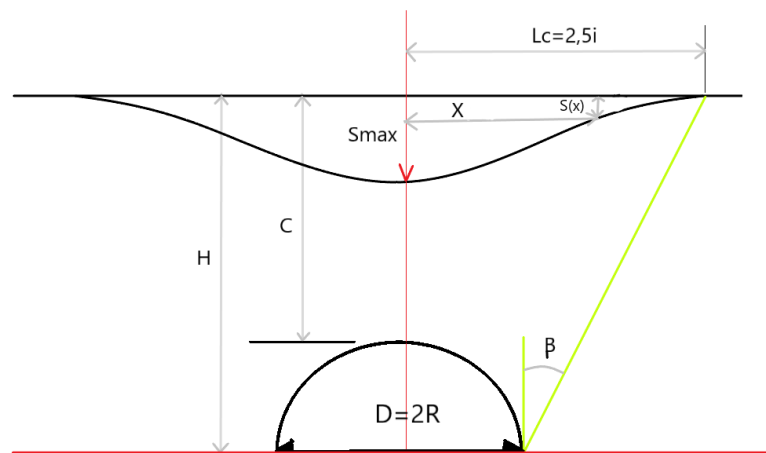


Fig.III.05 Profil gaussien de la cuvette de tassement.

III.4 Méthodes d'estimation et évaluation des déplacements

Il existe trois approches permettant d'estimer les mouvements du sol lors du creusement d'un tunnel :

- **Empirique** : Ces méthodes, en général, visent à estimer principalement les tassements en surface à partir d'un faible nombre de paramètres, tels que la profondeur du tunnel, son diamètre, la nature du massif et la perte de volume ou la convergence engendrée par l'excavation.
- **Analytique** : diverses méthodes d'estimation des mouvements ont été mises au point en se fondant sur les principes généraux de la mécanique. Généralement, la donnée de départ est liée à la perte de volume au voisinage de l'excavation.
- **Numérique** : cette approche permet entre autres de calculer le champ de déplacements et de contraintes dans le massif en autorisant la simulation des phases de creusement et la prise en compte de lois de comportement de sol élaborées et de conditions aux limites complexes [32].

III.4.1 Méthodes empiriques

La description tridimensionnelle des cuvettes de tassement peut faire intervenir les trois composantes suivantes (Dias [1999]) : le déplacement longitudinal, le déplacement vertical, et le déplacement transversal. Proche du front les effets tridimensionnels du creusement ne sont pas négligeables, tandis qu'on considère généralement que le champ de déformation est plan lorsqu'on se situe loin en arrière du front [32].

Ces méthodes, en général, visent à estimer principalement les tassements en surface à partir d'un faible nombre de paramètres, tels que la dimension géométrique de l'ouvrage, la profondeur du tunnel, le type de sol et la perte de volume ou la convergence engendrée par l'excavation. Ces méthodes sont basées sur des corrélations entre l'identification physique et la classification des roches d'une part et les caractéristiques de soutènement d'autre part [32].

La formule la plus répandue est celle de Peck (1969) (voir paragraphe III.3.2).

III.4.2 Méthodes analytique

Les modèles de calcul analytique ou numérique des tassements de la surface du sol au-dessus d'un tunnel simplifient en général la géométrie et les propriétés mécaniques du terrain et le phasage de l'exécution des travaux mais ils fournissent des clés pour l'analyse des mesures et le choix des formes des profils de tassements de la surface du sol dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Les solutions analytiques (bidimensionnelles) de la théorie de l'élasticité permettent d'effectuer facilement des analyses paramétriques pour une représentation simplifiée d'un projet. À la fin du dix-neuvième et au début du vingtième siècles, de nombreux travaux ont été consacrés au calcul de la redistribution des contraintes provoquée par l'introduction d'une discontinuité dans un milieu élastique. Le problème de la plaque percée d'un trou et chargée par une contrainte uniforme a été étudié par Kirsch (1898) pour un trou circulaire (contrainte plane). La solution peut être étendue par superposition au cas d'un chargement biaxial, puis au cas d'un tunnel profond de petit diamètre (déformation plane). Le cas d'un trou de section elliptique a été examiné aussi.

Loganathan et Poulos (1998) ont incorporé dans ces formules des termes non linéaires pour mieux représenter le champ des déplacements dans le massif et en surface. Ces expressions ont été utilisées, comme on le verra plus loin, pour interpréter les données des plots d'essais Chalucet et Dumont d'Urville (Serratrice, 1999), installés dans deux sections du tunnel nord. Les expressions détaillées des déplacements du sol dans ces différentes théories sont données dans l'annexe A.

Oteo et Moya (1979) ont proposé la relation suivante pour estimer le tassement au-dessus de la voûte du tunnel :

$$S_{max} = \frac{\psi(0,85-v)\gamma D^2}{E} \quad (\text{III.02})$$

où γ est le poids volumique du terrain, D le diamètre du tunnel, E le module d'Young du sol, v son coefficient de Poisson et ψ un facteur lié à la rapidité d'action du soutènement ($\psi = 1$ si le soutènement n'agit pas ; ψ est en général compris entre 0,25 et 0,5). Cette relation montre le rôle du coefficient de Poisson, dont la diminution a pour effet d'augmenter le tassement en clé. Les faibles coefficients de Poisson v ne sont pas favorables aux effets de voûte. À grande échelle, les massifs fracturés possèdent vraisemblablement des valeurs de v faibles.

Ce type de relation peut être étendu pour calculer le tassement maximal en surface sous la forme (AFTES, 1995) :

$$S_{max} = \frac{k\lambda D^2}{E} \quad (\text{III.03})$$

λ : taux de déconfinement.

Les méthodes analytiques sont trop simplistes pour permettre des calculs autres que ceux nécessaires au pré-dimensionnement dans les projets mais elles ont le mérite de montrer le rôle des principaux paramètres entrant dans le problème des tassements de surface.

III.4.3 Méthodes Numérique

L'objectif lors de la construction d'ouvrages souterrains est de modéliser l'expansion de l'espace provoquée par le creusement des tunnels. Cela permet de déterminer les zones de déplacement et les forces qui agissent à l'intérieur de la structure [35].

Il est possible d'utiliser les méthodes des éléments finis pour modéliser le comportement des tunnels en prenant en compte différentes hypothèses concernant les conditions et les géométries des sols. Cela inclut les réponses élastiques linéaires ou non linéaires ainsi que le comportement non linéaire du matériau, tel que la plasticité [35].

III.4.3.1 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (FEM) a été développée chez Boeing (Seattle, États-Unis) en 1953 pour le calcul des structures d'ailes d'avion. Le premier élément fini, sa matrice de rigidité, ainsi que l'assemblage et la résolution par la méthode des déplacements ont été

publiés par Turner, Clough, Martin et Topp en 1956. Les bases théoriques générales, qui associent l'analyse des structures en barres et poutres avec celle des solides, ont été établies entre 1954 et 1960 par Argyris et Kelsey. Certaines idées préliminaires sont apparues précédemment, notamment chez les mathématiciens, pour résoudre divers problèmes aux limites, comme celui de la torsion de Saint-Venant en subdivisant la section en triangles (Courant, 1943) [36].

L'avènement de l'informatique dans les années 60 a permis d'accroître le nombre et la taille des systèmes pouvant être traités avec une précision accrue, ainsi que le nombre d'équations régissant ces systèmes. Cela a ouvert la voie au traitement de problèmes de plus en plus complexes. Dans les années 70, les premiers grands codes de calcul par éléments finis ont fait leur apparition. Grâce aux avancées majeures dans le domaine de l'informatique et des langages de programmation, les logiciels de calcul par éléments finis tels que PHASE2, GEO5, STAP, SAP, FLUSH, et bien d'autres, ont connu une amélioration significative de leurs performances et sont devenus plus ambitieux au cours des dix années suivantes [36].

On peut exprimer le système d'équations algébriques globales de la manière suivante :

$$[K]\{U_n\} = \{F\} \quad \text{(III.04)}$$

Pour tenir compte des conditions aux limites, il est nécessaire de modifier les matrices $[K]$ et les vecteurs $\{F\}$.

$[K]$: la matrice.

$\{U\}$: la solution (le déplacement) [37].

a) Principe de la méthode des éléments finis :

Le principe de la méthode des éléments finis est de diviser un problème complexe en un ensemble de sous-domaines plus petits appelés éléments finis. Chaque élément fini est défini par un ensemble de nœuds ou de points de référence. Les équations du problème global sont ensuite approximées localement à l'intérieur de chaque élément fini en utilisant des fonctions d'interpolation [40].

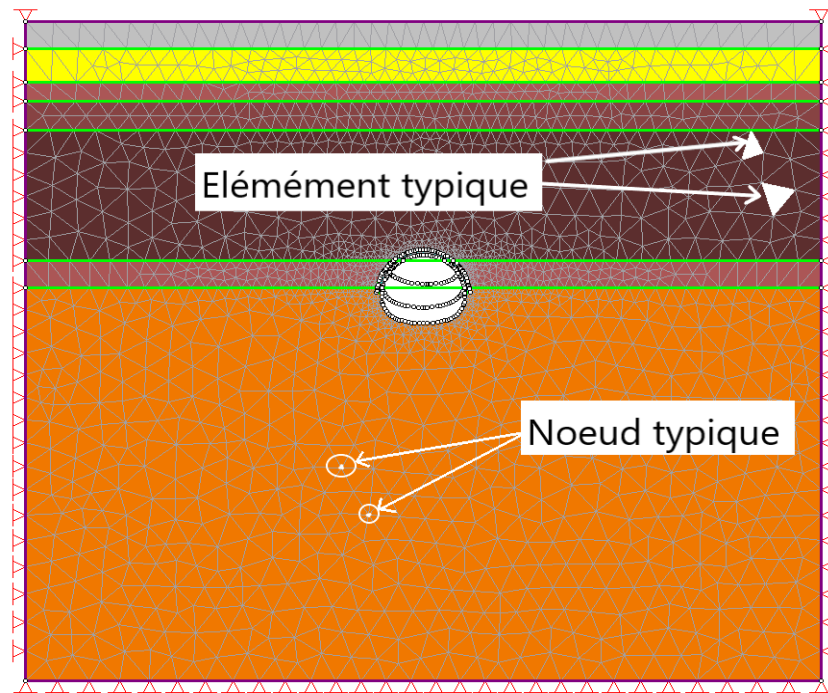


Fig.III.06 La discrétisation du modèle par des éléments finis (Phase 2 8.0)

La méthode des éléments finis repose sur le principe fondamental de minimisation de l'énergie. Elle vise à trouver une solution qui minimise l'énergie totale du système. Cette énergie est souvent exprimée sous la forme d'une fonctionnelle qui dépend des déplacements, des contraintes ou d'autres variables du problème [38].

En discrétisant le domaine en éléments finis, on peut formuler un système d'équations algébriques, généralement linéaires, qui relie les déplacements ou les inconnues de chaque nœud. Ce système d'équations peut être résolu numériquement pour obtenir une solution approchée du problème [36].

La méthode des éléments finis est largement utilisée pour résoudre des problèmes de mécanique des structures, de transfert de chaleur, de dynamique des fluides et d'autres domaines de l'ingénierie et des sciences appliquées [36].

b) Les avantages de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis offre plusieurs avantages pour estimer les déplacements du sol en cas de tunnel, notamment :

- Elle permet de modéliser de manière précise le comportement du sol en utilisant des modèles mathématiques complexes.
- C'est très flexible et peut être adaptée pour modéliser différentes géométries et conditions de chargement.

- C'est une méthode éprouvée et fiable pour la modélisation des problèmes de mécanique des sols. Elle est largement utilisée dans l'industrie et la recherche pour simuler et analyser les comportements complexes des sols en cas de tunnels.
- Elle permet de visualiser les résultats des simulations en 3D, ce qui facilite la compréhension des déformations et des déplacements des sols autour du tunnel [37].

c) Les inconvénients de la méthode des éléments finis

Cependant, il existe certains inconvénients qui peuvent être contraignants :

- Les modèles réels peuvent nécessiter des temps de calcul assez longs.
- Les méthodes numériques requièrent d'importantes ressources informatiques telles que la puissance de calcul et la capacité de stockage.
- Les résultats obtenus sont spécifiques à l'application numérique et ne peuvent pas être directement généralisés.
- Certains problèmes, tels que la fissuration, peuvent être sensibles aux informations locales et nécessitent une attention particulière.
- L'interprétation et la validation des résultats demandent un effort considérable [37].

III.5 Auscultation

La complexité de nombreuses structures géotechniques, leur interaction avec leur environnement et la présence d'un risque élevé pour leur stabilité peuvent nécessiter une surveillance géotechnique. Une telle surveillance géotechnique peut aller d'une simple inspection visuelle à une mesure complexe automatique à distance en temps réel. La surveillance géotechnique peut être appliquée à différentes étapes de la vie d'un ouvrage géotechnique. C'est un domaine spécifique des géotechniciens. Elle est rendue obligatoire par des normes dans certains domaines géotechniques [41].

L'instrumentation permet de quantifier certains paramètres du comportement de l'ouvrage avec une grande précision et de suivre leur vitesse d'évolution. Et en comparant les valeurs obtenues avec les valeurs calculées lors de la conception, l'instrumentation permet de suivre la stabilité du tunnel et de mettre en œuvre au moment opportun, les mesures correctives.

Pour la plus grande partie, ces mesures sont effectuées depuis l'intérieur du tunnel (convergence "relative", convergence "absolue", cellules de pression totale, extensomètres à corde vibrante, suivi des débits des venues d'eau,...etc) ; mais parfois l'auscultation ne peut être réalisée que depuis la surface comme c'est le cas par exemple pour le suivi des déformations de surface (tassements) par tassomètres.

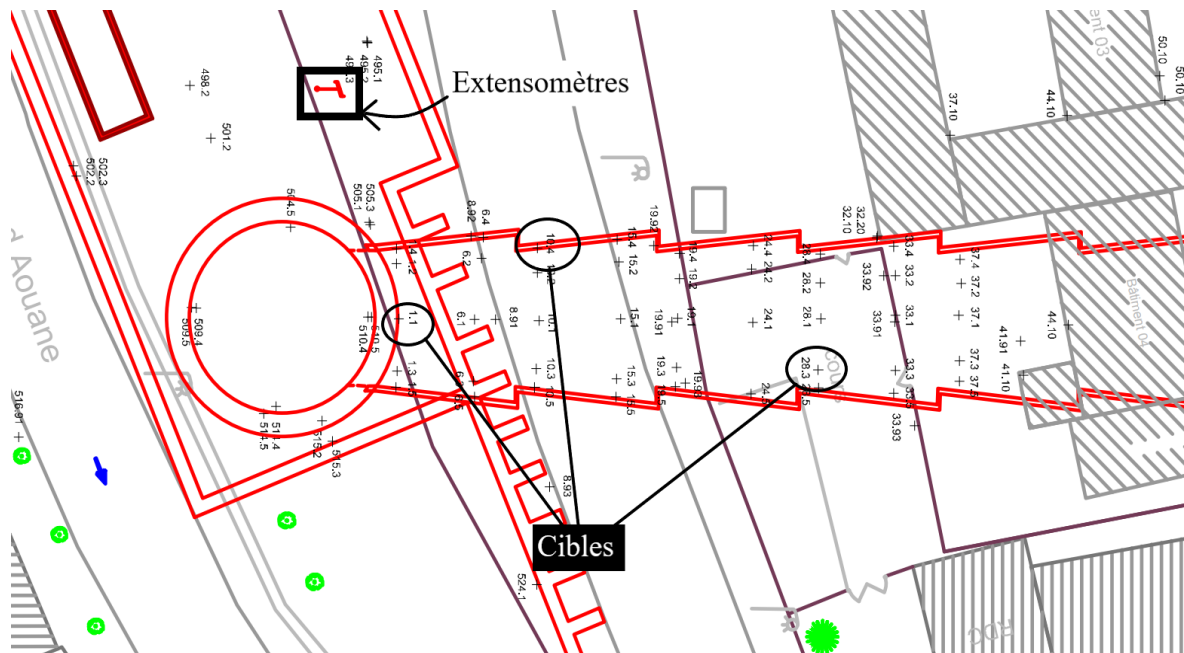


Fig.III.07 La distribution des cibles de mesure des tassements [4].

Une section de mesure principale pour un tunnel de transport, qui était à construire NATM.

Les mesures suivantes sont prévues :

K : Mesures de convergence.

N : Nivellements dans le tunnel et à la surface du terrain (tassement).

E : Mesures par extensomètres.

I : Mesures par inclinomètres.

G : Mesures de pression de la roche.

B : Mesures de pression ou de déformation du béton.

A : Mesures de charge ou de pression.

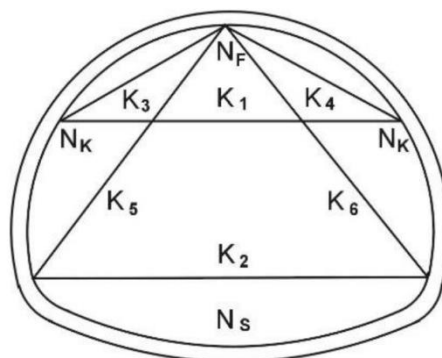


Fig.III.08 Section de mesure standard pour un tunnel avec avancement en calotte [46].

III.5.1 Méthode d'évaluation des déformations des parois du tunnel

Dans la plupart des applications de creusement de tunnels actuelles, les mouvements de la paroi du tunnel sont mesurés en trois dimensions par un levé géodésique de routine à l'aide de stations totale.



a) stations totale (Leica 06)



b) cibles bi-flex

Fig.III.09 Les instruments utilisés dans la mesure du tassement.

Les lectures sont généralement effectuées par un seul topographe sans aucun effet sur les travaux de construction. Les coordonnées tridimensionnelles des points de déplacement arbitrairement disposés sont déterminées dans un système de référence absolu par des levés optico-trigonométriques des cibles lors de cycles de mesure répétés. Cela est réalisé en incluant également un certain nombre de points de référence considérés comme stables dans le levé. L'instrument de mesure est positionné de manière à offrir les meilleures lignes de visée possibles vers les cibles [39]. Illustré dans la figure.



Fig.III.10 procédure d'auscultation des cibles bi-flex

Les données acquises seront transférées vers le mécanisme d'enregistrement (manuel ou numérisé). L'évaluation peut être réalisée si l'ensemble des données est programmé pour produire une sortie graphique. Des repères pour la déviation / convergence doivent être évalués. Ces repères peuvent être classés comme " Limites admissibles de convergence ". Ces valeurs peuvent être évaluées soit par des méthodes de conception théorique, soit par des méthodes de conception empirique [39]. Voir fig.III.11

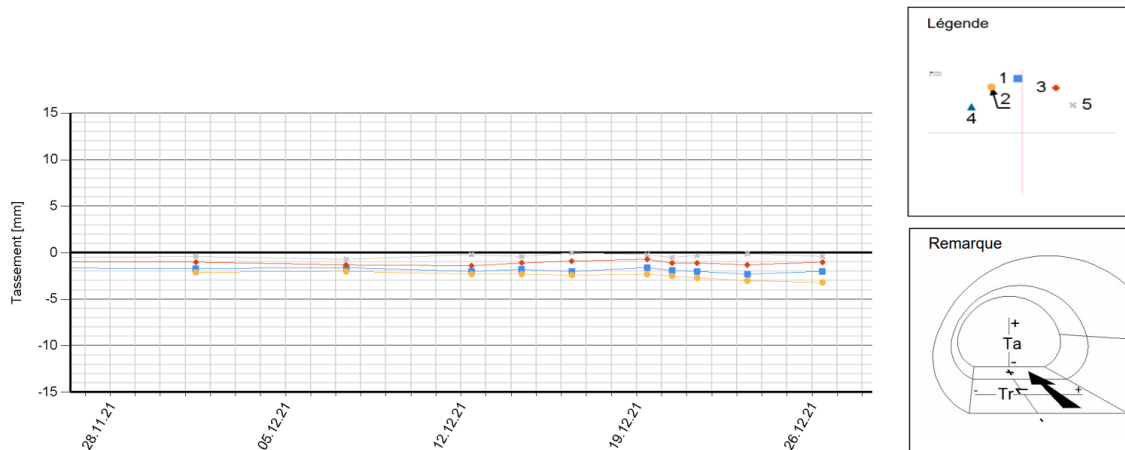


Fig.III.11 mesure de tassement surfacique (tunnel métro d'Alger) [48].

Ces courbes sont des résultats d'évaluation le tassement surfacique en fonction du temps.

III.5.2 Méthode d'évaluation des déformations en surface

Le tassement surfacique est mesuré à l'aide l'extensomètre à corde vibrante. Le modèle d'extensomètre choisi est le « Rod extensomètre » de Slope Indicator. Cet instrument consiste en un ensemble de tiges en fibre de verre ancrées à différentes profondeurs dans un forage vertical, fait depuis la surface. On mesure le déplacement des ancres par l'intermédiaire d'une jauge de déplacement micrométrique en tête de forage. La lecture est manuelle et la précision annoncée des mesures de variations de distance entre chaque ancrage et la plaque de tête est de l'ordre de 0.5 mm.

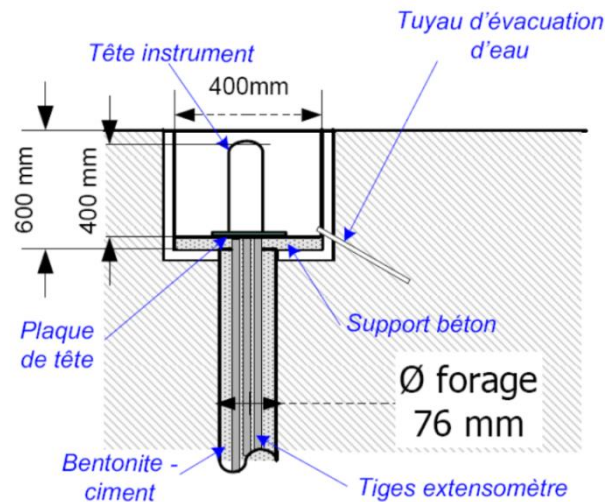


Figure.III.12 Schéma de l'extensomètre vertical [51].

Après avoir réalisé un forage de 8 m, l'extensomètre, composé par 4 tiges avec 4 ancrages à différentes profondeurs (2 m, 4 m, 5 m, 6 m), a été descendu à l'intérieur avec un tube alcatène qui a permis l'injection gravitaire du coulis depuis le point bas du forage. Le coulis de scellement utilisé avait un rapport C/E de 0.4 et un dosage de 350 kg de ciment, 1000 l d'eau et 40 kg de bentonite.

En utilisant une jauge de déplacement micrométrique, le déplacement dans le temps entre chaque ancre et la tête de l'instrument a été mesuré. La fréquence des mesures variait selon la distance entre le front et la section renforcée, avec un maximum d'une mesure par jour quand le front était à +/- 5 m de l'instrument. Le tassement de la tête de l'extensomètre a dû être ajouté à chaque relevé afin d'obtenir le mouvement absolu de chaque ancre. Cela a été possible grâce à la mesure en Z de la cible installée à côté de l'instrument et fixée dans le terrain sur une base de béton.

Conclusion

Ce chapitre met en évidence différentes approches pour mesurer et évaluer les déplacements dans le cadre de la surveillance des tunnels. Comme ces méthodes adoptent des inputs différents, leurs résultats sont variés.

Le choix et l'application des méthodes d'estimation et d'évaluation des déplacements sont des éléments cruciaux dans l'estimation des tassements induits par les travaux de construction des tunnels. Une approche appropriée permettra de détecter les éventuelles variations ou déformations, et d'entreprendre les actions nécessaires pour maintenir la stabilité et la sécurité des tunnels au fil du temps. Vues les limitations et les éventuels conséquences des erreurs de d'estimation, un système de monitoring est obligatoire.

Chapitre IV :

Résultats et

interprétation

Introduction

Ce chapitre "Étude paramétrique du tassement du rameau de connexion" se concentre sur l'analyse et l'évaluation des différents paramètres géotechniques qui influent sur le tassement d'un rameau de connexion.

L'étude paramétrique implique généralement l'utilisation de modèles mathématiques ou numériques, tels que les simulations par éléments finis (le logiciel Phase 2 8.0) pour prédire et quantifier le tassement du rameau de connexion en fonction des différents paramètres du sol . Ces modèles permettent d'explorer un large éventail de scénarios et de conditions.

IV. 1 PRESENTATION DU LOGICIEL RS 2 (Phase2 8.0)

On commence d'abord par une définition

IV.1.1 DEFINITION

Le logiciel RS2 (Phase2 8.0) est un programme puissant basé sur la méthode des éléments finis (2D), conçu pour l'analyse de la mécanique des sols et des roches. RS2 permet d'aborder une large gamme de projets d'ingénierie, notamment la conception d'excavations, la stabilité des talus, l'infiltration des eaux souterraines, l'analyse probabiliste, la consolidation et l'analyse dynamique.

Ce logiciel permet de créer et d'analyser rapidement des modèles complexes à plusieurs niveaux, tels que des tunnels, des cavernes de centrales souterraines, des mines à ciel ouvert, des pentes, des talus et des ouvrages en terre, en prenant en compte des aspects tels que la défaillance progressive, l'interaction sol-structure et d'autres problèmes variés.

Une caractéristique majeure de RS2 est son analyse de la stabilité des pentes en utilisant la méthode de réduction de la résistance au cisaillement. Cette fonctionnalité est entièrement automatisée et permet d'utiliser les paramètres de résistance Hoek-Brown ou de Mohr-Coulomb. Les modèles de pentes peuvent être facilement importés ou exportés entre RS2 et d'autres logiciels, ce qui facilite la comparaison entre les résultats de l'équilibre limite et ceux des éléments finis.

IV. 1.2 L'interface de logiciel

A l'exécution de RS2 une 1ere feuille l'ouvre, c'est l'interface du logiciel

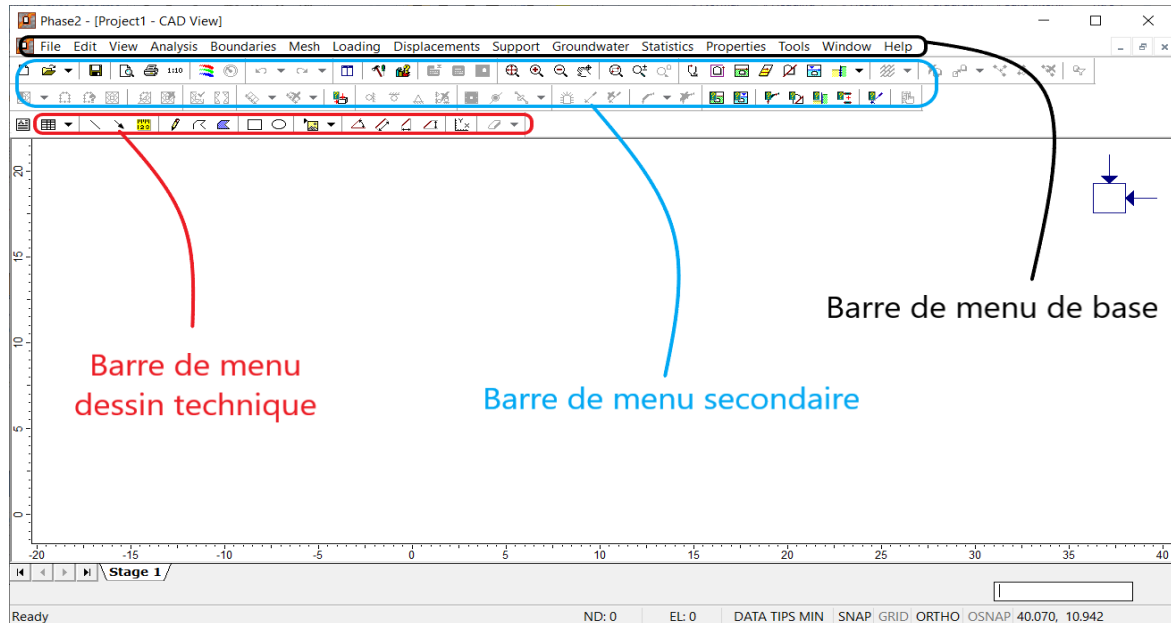


Fig. IV.01 L'interface de logiciel.

IV. 1.3 Différentes opérations du Phase 2 8.0

A. Détermination de la limite de l'ouvrage :

Sélectionner **Boundaries** → **Add External**

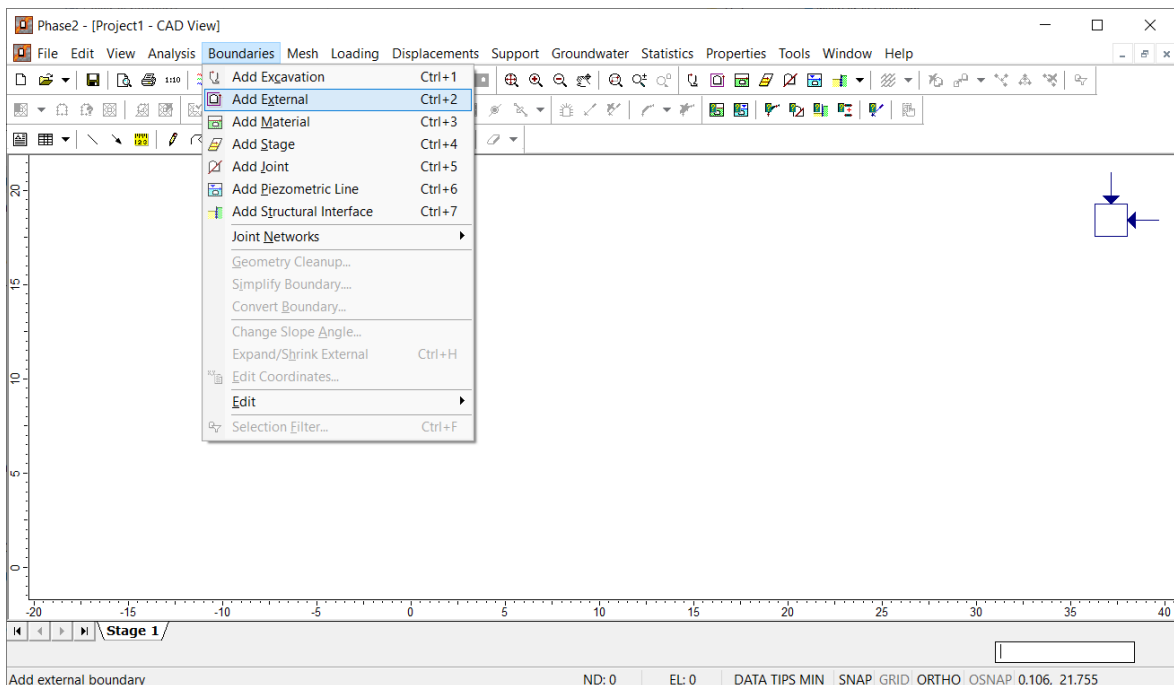


Fig. IV.02 Définition de la limite de l'ouvrage.

B. Détermination des limites de couches

Sélectionner **Boundaries** → **Add Material**

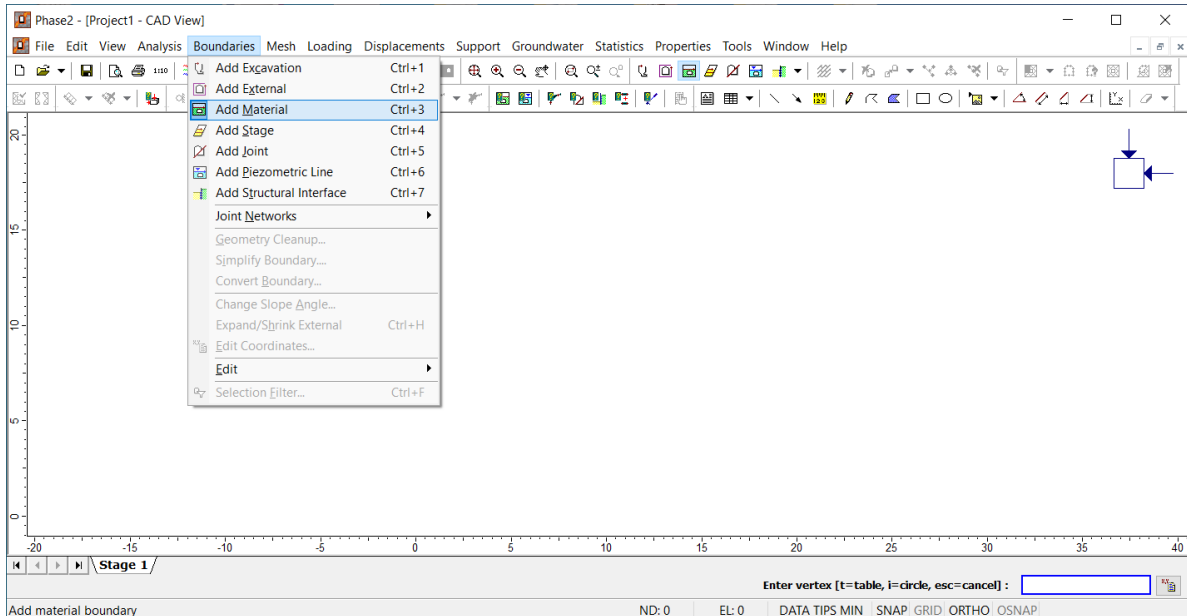


Fig. IV.03 Détermination des limites des couches.

C. Dessin des composants du tunnel

Sélectionner **Boundaries** → **Add Excavation**

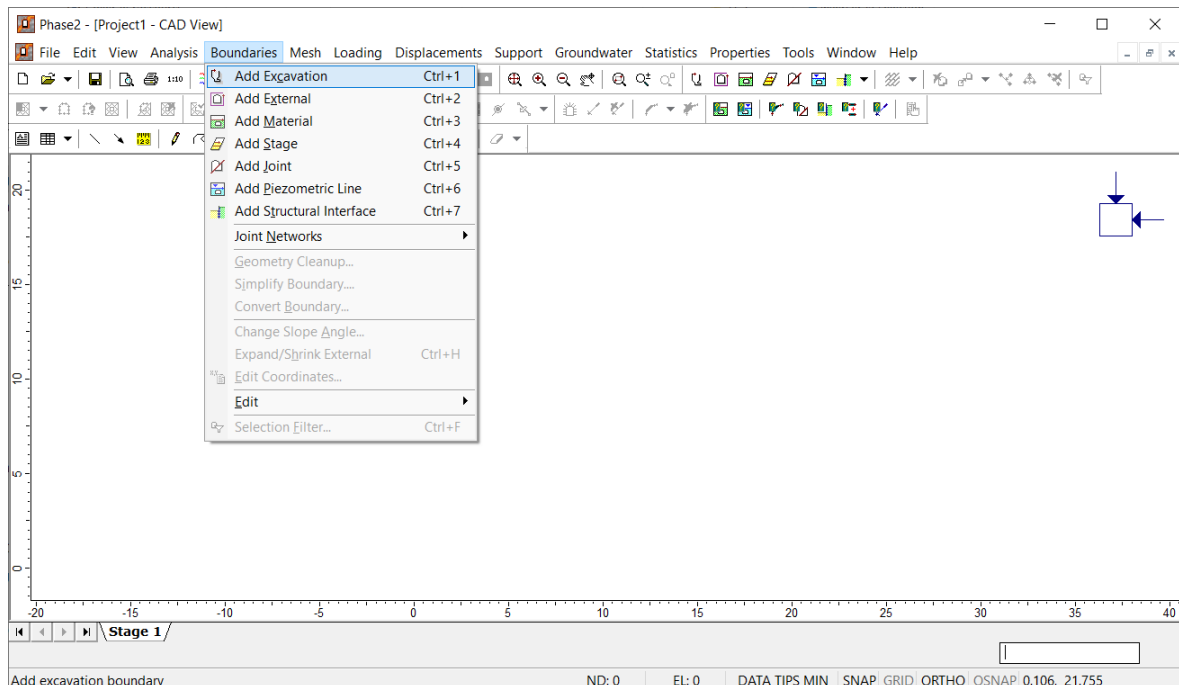


Fig. IV.04 Dessin de l'excavation.

D. L'entrée des coordonnées d'un composant

Sélectionner **Boundaries** → **Edit coordinates**

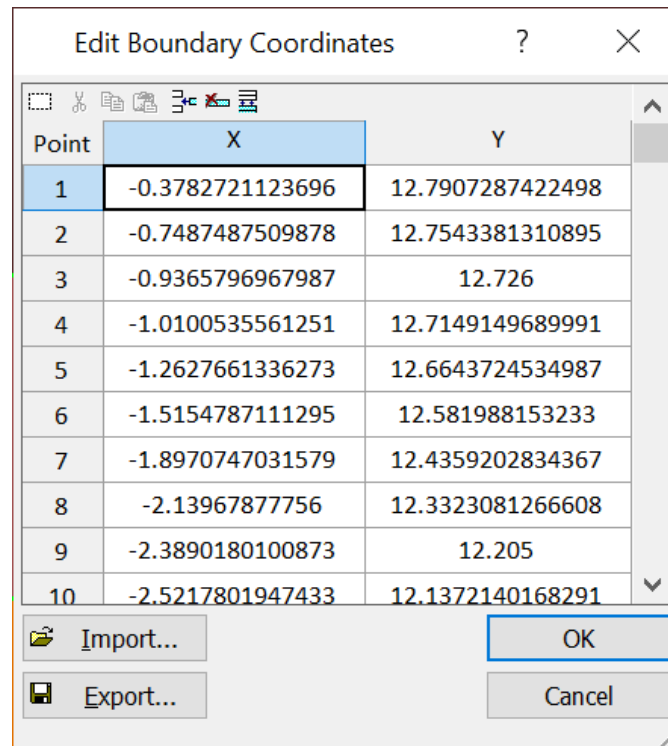


Fig. IV.05 L'entrée des coordonnées d'un composant.

E. Le phasage de l'excavation

Sélectionner **Boundaries** → **Add stage** → Division de l'excavation en plusieurs phase

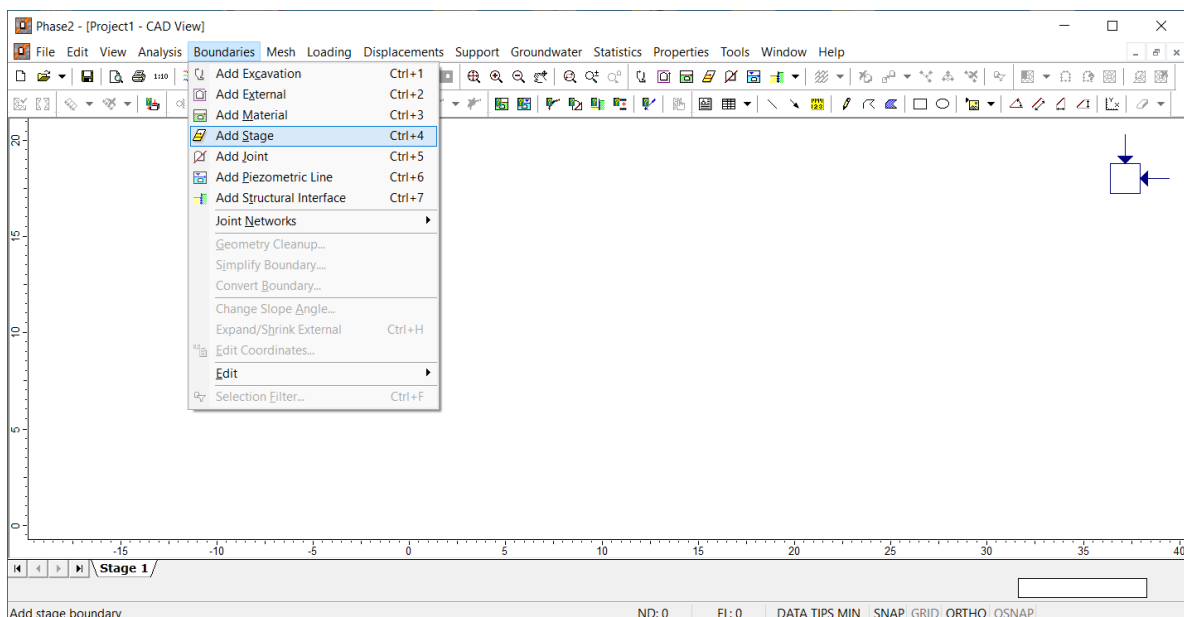


Fig. IV.06 Division de l'excavation en plusieurs phases.

F. Réglage des paramètres d'analyse du projet

Sélectionner **Analysis** → **Project settings**

Et pour la modélisation avec plusieurs phases.

Sélectionner **Stages** → Définir le nombre de stages

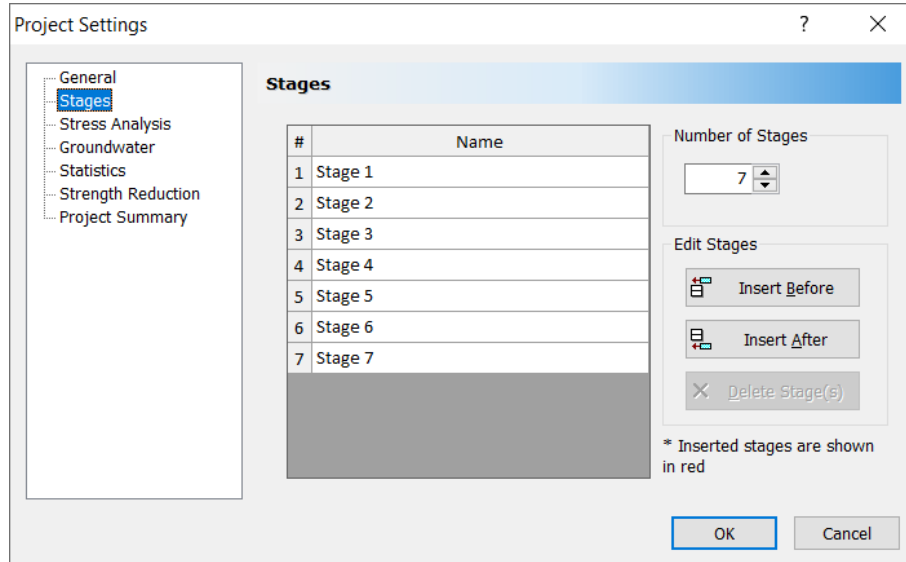
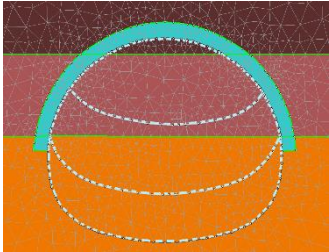
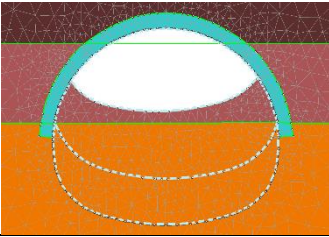
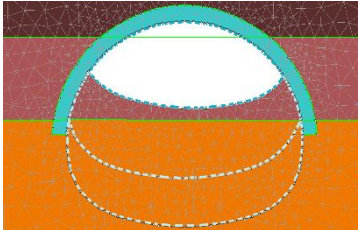
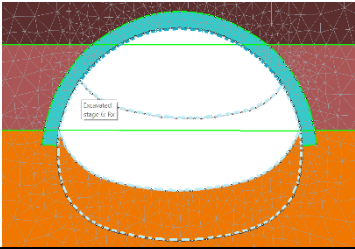
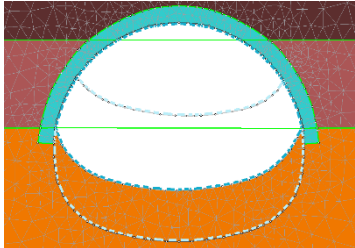
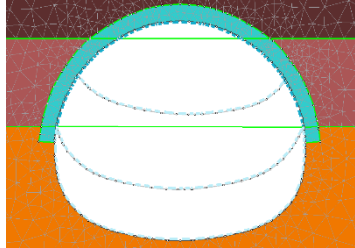
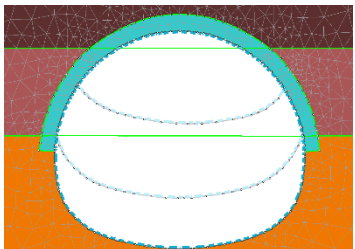


Fig. IV.07 Définition du nombre des phases.

Le tableau suivant présente les stages du creusement

Tab.IV.01 Les stages du creusement.

Stage 01	
Stage 02	
Stage 03	

Stage 04	
Stage 05	
Stage 06	
Stage 07	

G. Définition des propriétés du sol

Sélectionner : **Properties** → **Define Materials**

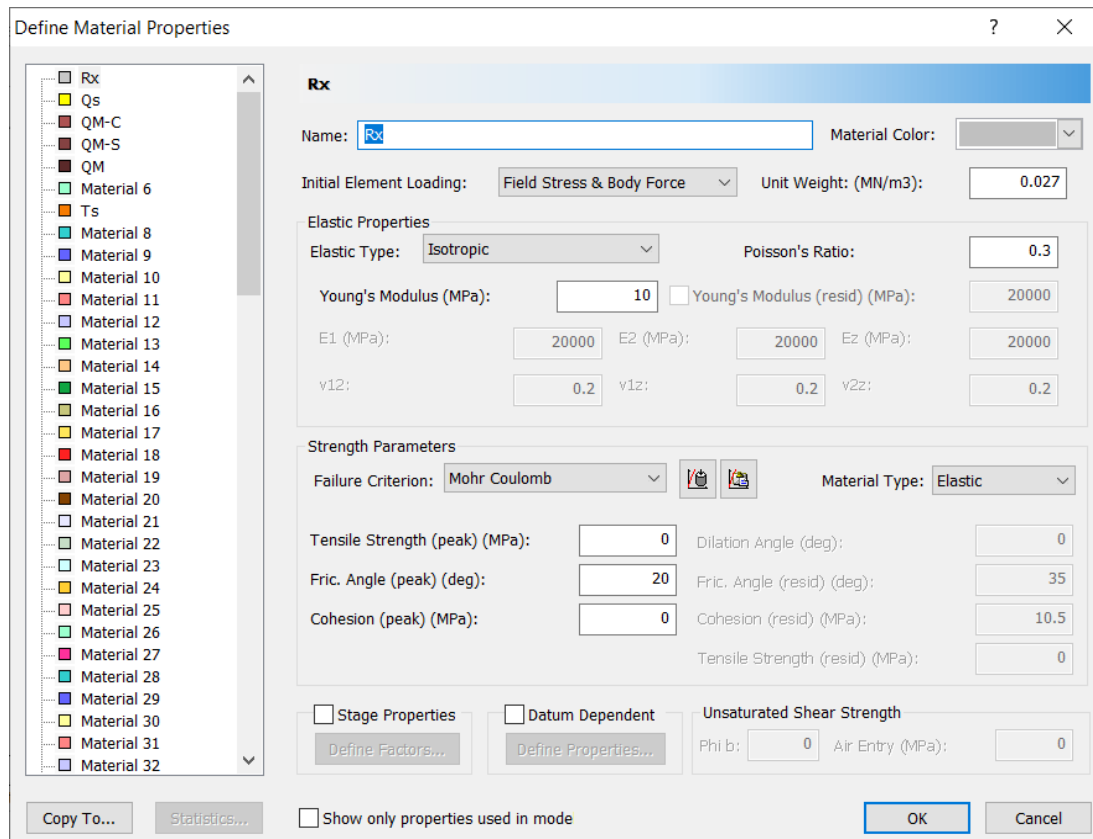


Fig. IV.08 Définition des propriétés du sol.

H. Le soutènement provisoire pour chaque phase

Sélectionner **Support** → **Add liner** → Pour affecter le soutènement de chaque phase

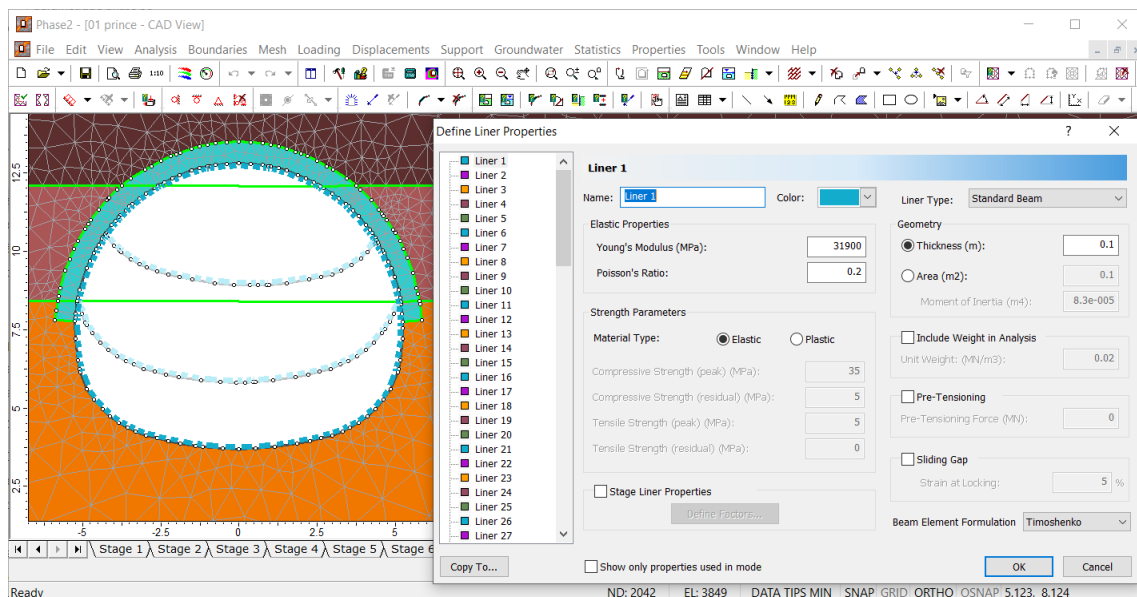


Fig. IV.09 Le soutènement provisoire.

I. Le maillage d'éléments finis du modèle.

Sélectionner : **Mesh** → **Mesh Setup** → Configuration du maillage

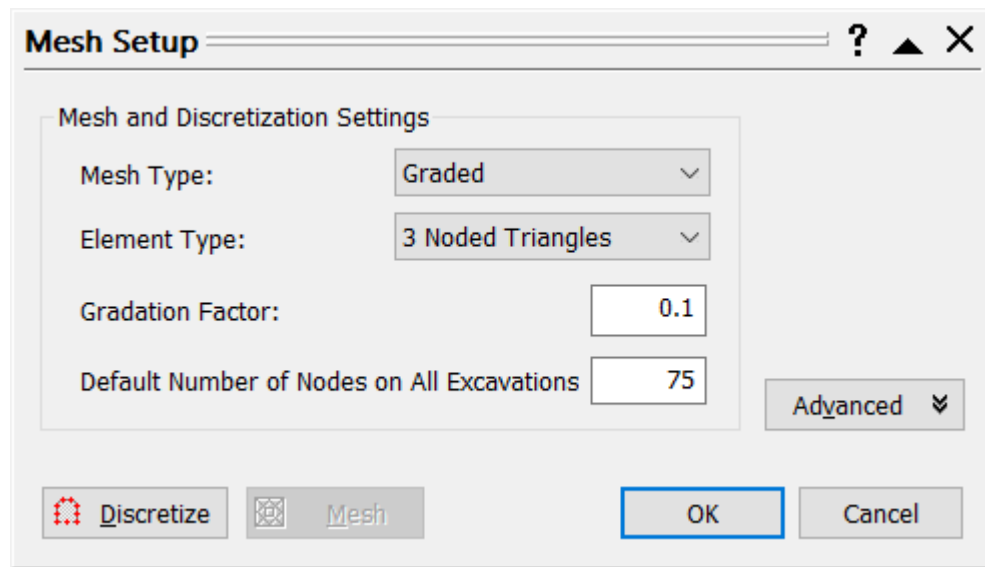


Fig. IV.10 Configuration du maillage.

Sélectionner : **Mesh** → **Discretize**

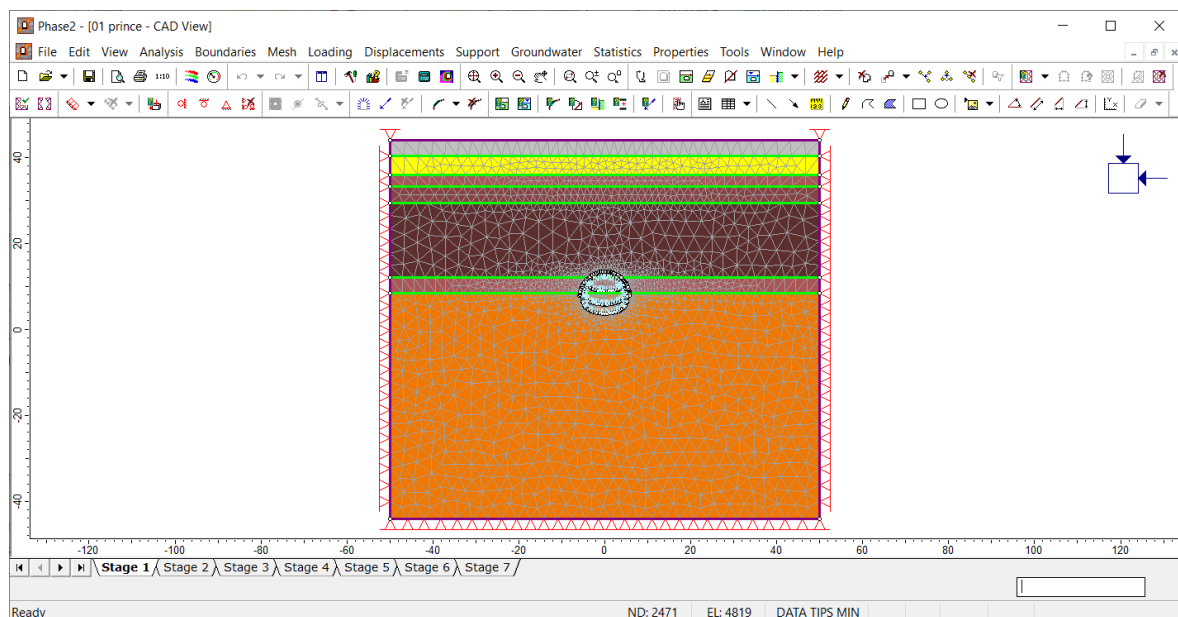


Fig. IV.11 Maillage.

J. L'exécution de l'analyse du projet

Sélectionner: **Analysis** → **Compute**

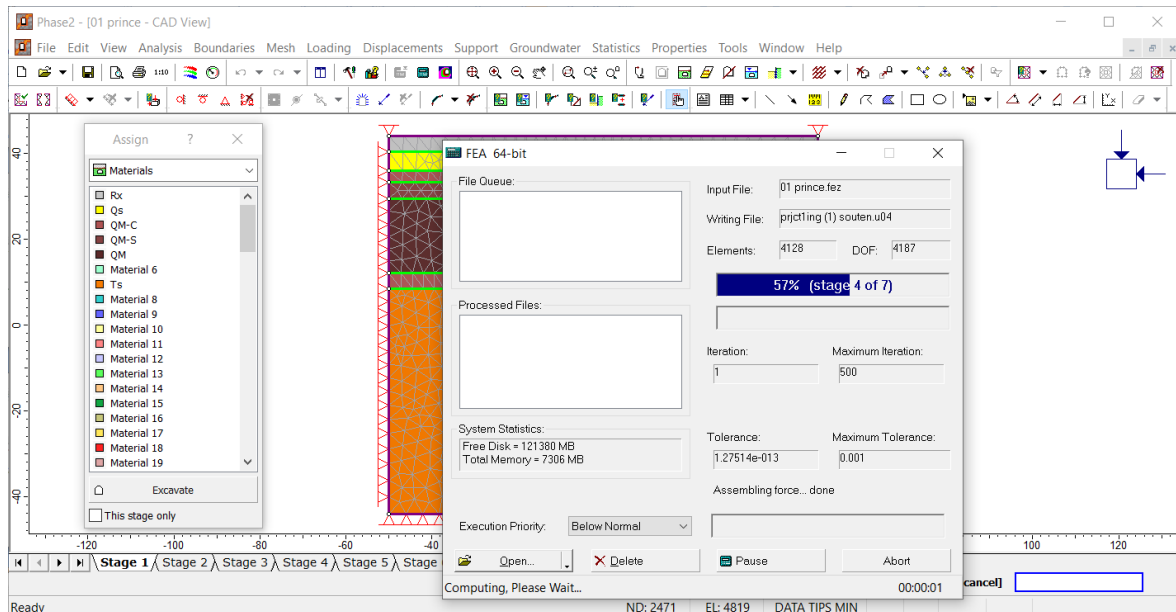


Fig. IV.12 Lancement de calcul.

K. Une fois terminé, on sera prêt à voir les résultats et les interpréter.

Sélectionner: **Analysis** → **Interpret**

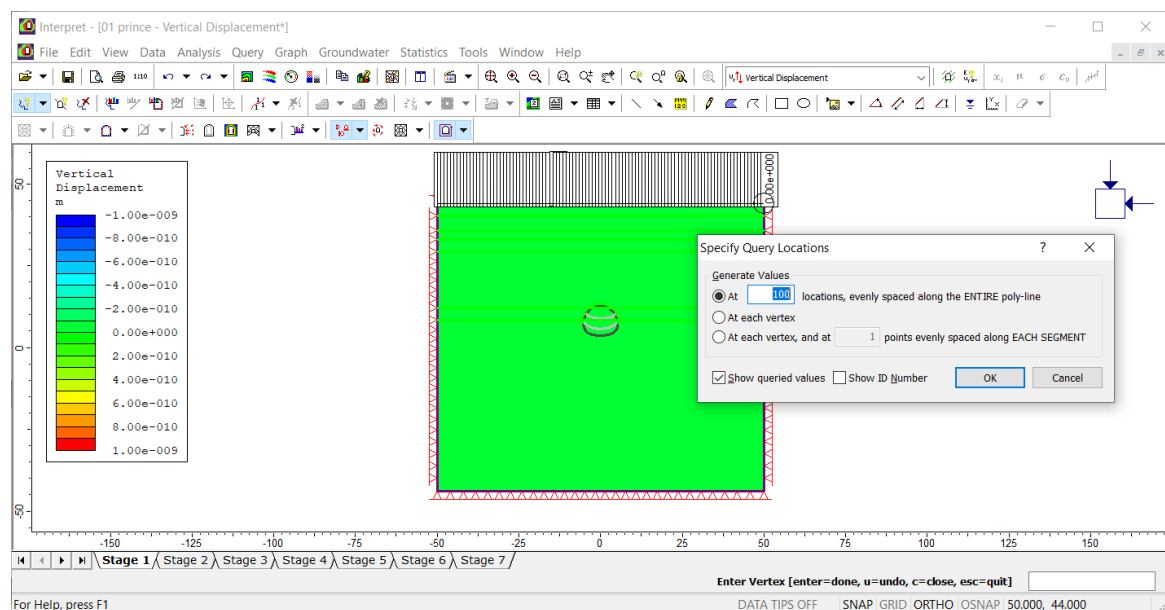


Fig. IV.13 L'affichage de résultat.

IV. 1.4 Modèle du comportement MOHR-COULOMB

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte cinq paramètres : le module de Young, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement, et l'angle de dilatance.

A. Module de 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.

B. Angle de frottement

RS2 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. O attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calculs. Il peut être avisé de commencer des calculs avec les valeurs raisonnables d'angle de frottement (à volume constant, au palier).

C. Cohésion

La cohésion C c'est à une valeur que nous appellerons l'adhésion théorique, définie comme l'intersection de la surface limite de charge avec l'axe des contraintes normales

Cette adhésion est "théorique" car elle n'est pas mesurée dans un essai en traction.

IV. 1.5 Résultat et interprétation

Dans le modèle de référence on a pris les paramètres réels de chaque couche :

Ce tableau présente les paramètres géotechniques de chaque couche.

Tab. IV.02 Les paramètres géotechnique du modèle réel.

La couche	E(MPa)	C(MPa)	φ°
R	10	0	20
QS	60	0	34
QM-C	100	0.060	38
QM-S	65	0.01	35
QM	64	0.045	22
TS	70	0.01	36

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

- $(E, C, \varphi) +30\%$
- $(E, C, \varphi) -30\%$
- $E+10\%$
- $E-10\%$
- $E+20\%$
- $E-20\%$
- $E+30\%$
- $E-30\%$

Tassement réel (E, C, φ sont des valeurs réels) $\rightarrow T_{\max}=10.771$ mm

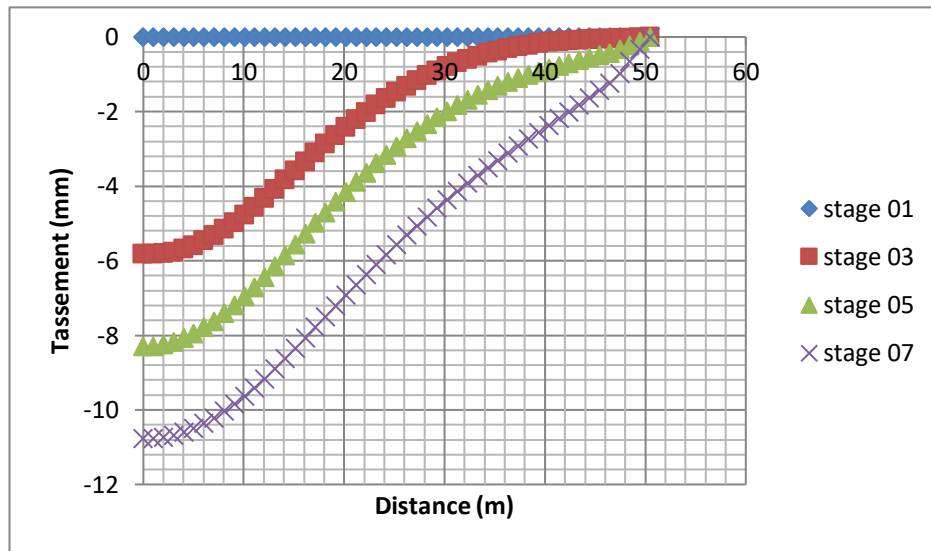
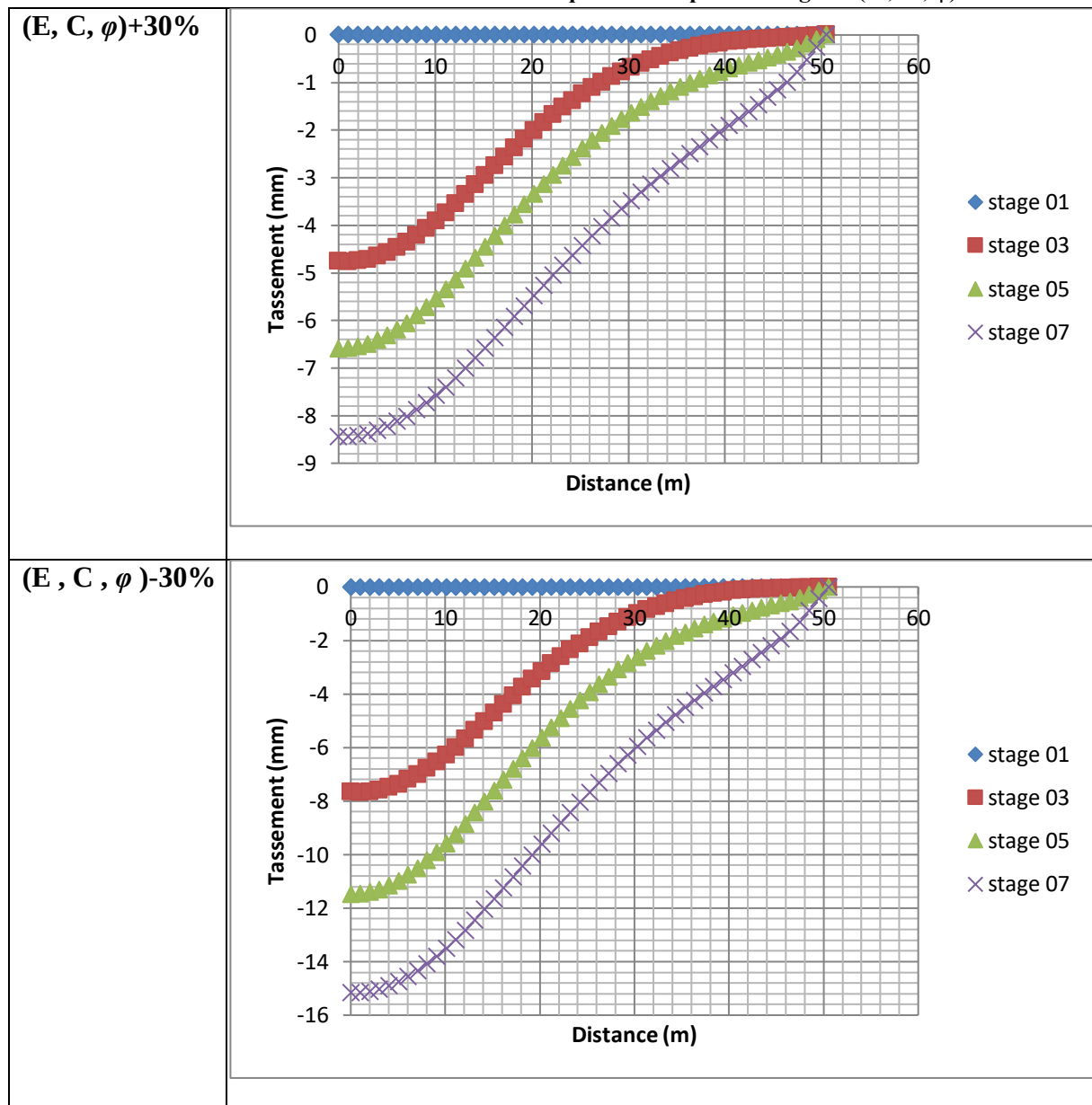


Fig. IV.14 Courbes de tassement estimé par les paramètres géotechniques réels.

IV. 1.5.1 Paramétrage du tassement avec (E, C, φ)

On commence le paramétrage de : (E, C, φ) , et on note la valeur du tassement maximal .

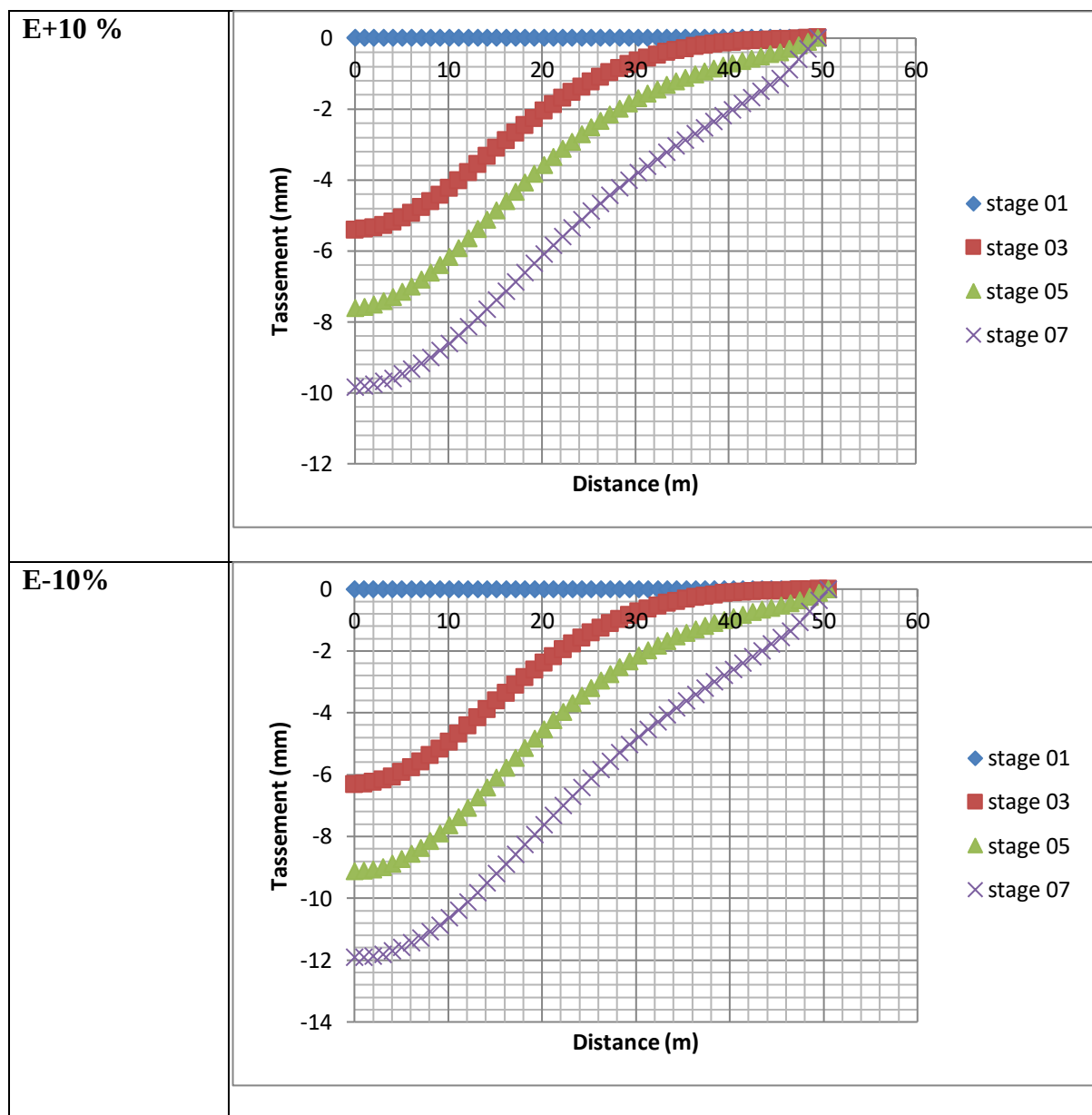
Tab. IV.03 Courbes de tassements surfaciques avec le paramétrage de (E, C, φ) .

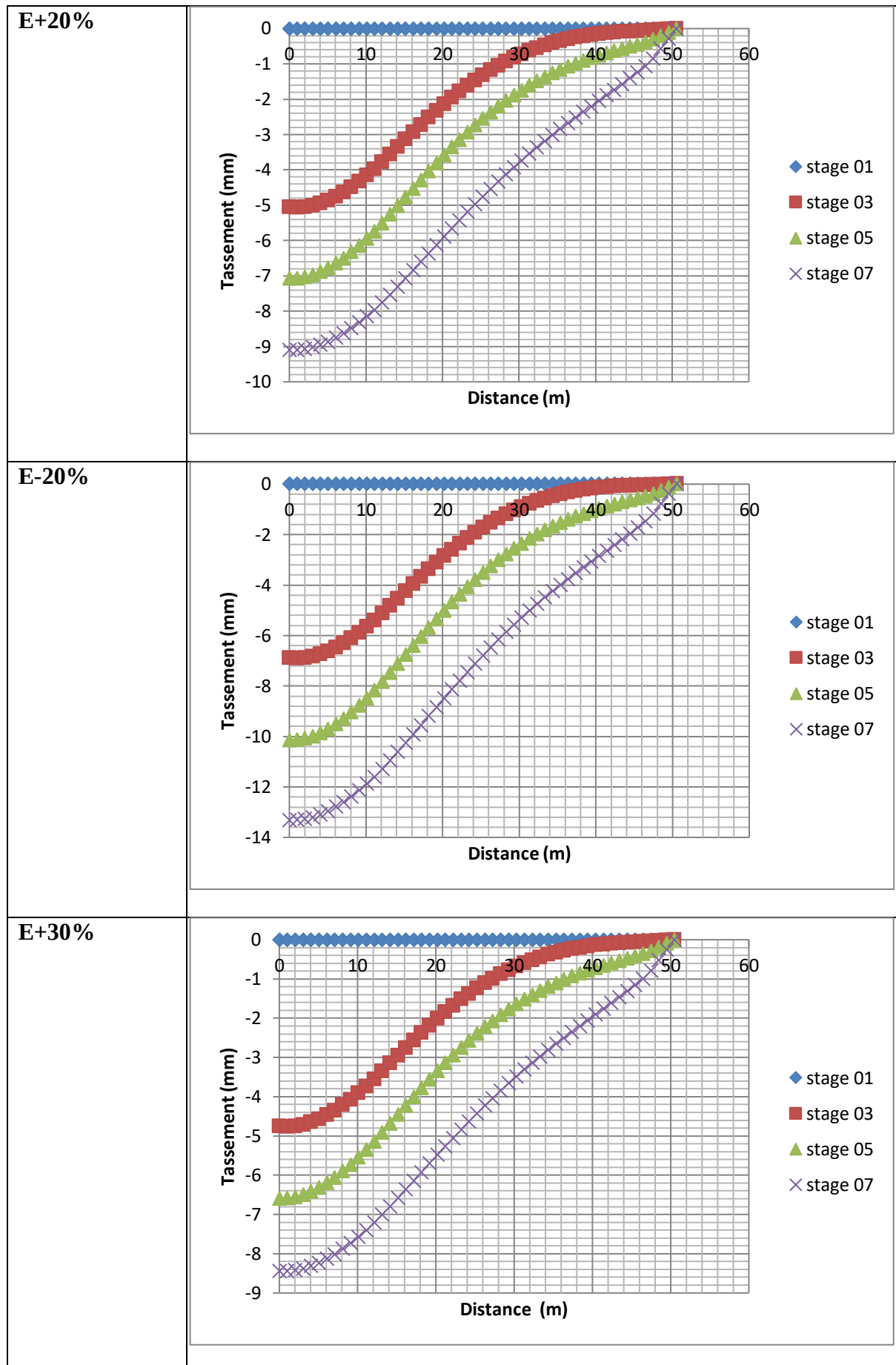


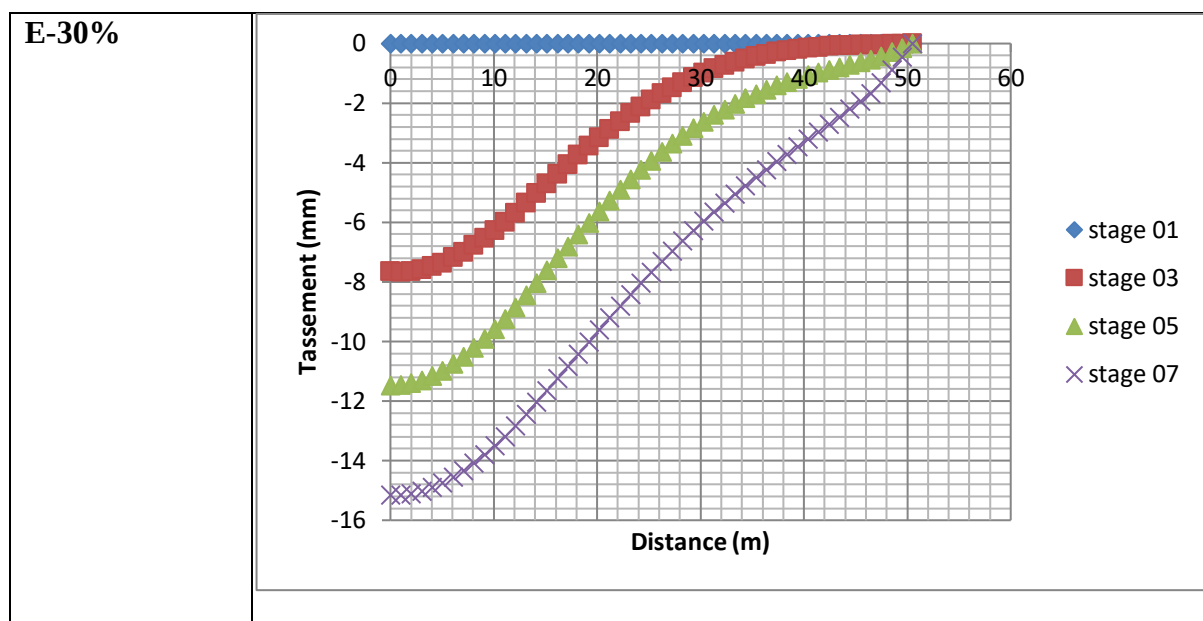
IV. 1.5.2 Paramétrage du tassement avec le module de Young E

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant

Tab. IV.03 Courbes de tassements surfaciques avec le paramétrage de E .







Le tableau suivant présente Influence du E et (E, C, ϕ) sur le tassement

Tab. IV.05 Influence du E et (E, C, ϕ) sur le tassement en surface (étude comparative avec le modèle de référence).

Le paramètre	Tassement maximal (mm)	Variabilité du tassement en (%)
(E, C, ϕ) réels	10.771	/
(E, C, ϕ)+30%	8.446	-21.58
(E, C, ϕ)-30%	15.15	+40.65
E+10%	9.849	-8.56
E-10%	11.899	+10.47
E+20%	9.09	-15.6
E-20%	13.316	+23.62
E+30%	8.446	-21.58
E-30%	15.15	+40.65

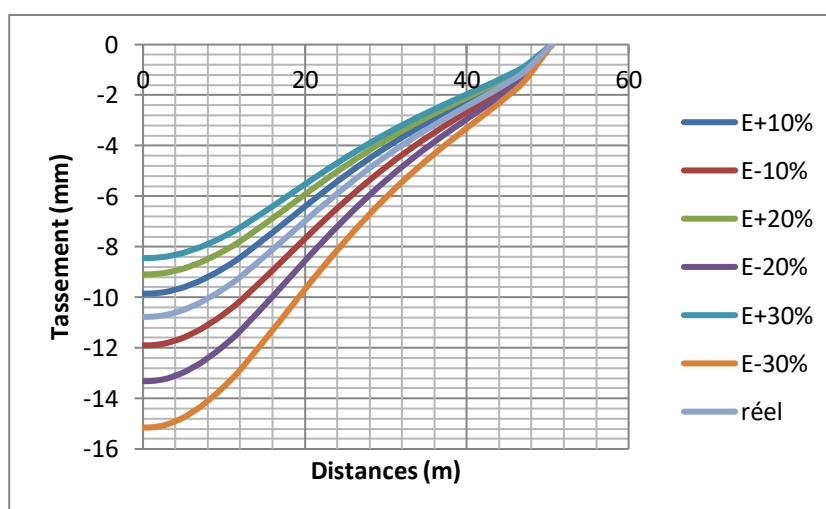


Fig. IV.15 Les courbes paramétriques du tassement par rapport la variation du module se Young.

Résultat et interprétation

Une augmentation de E , C , φ conduit à :

- Une diminution des tassements dans la surface

Et pour l'augmentation sélective de module de Young on obtient :

- Une diminution des tassements dans la surface

Donc il existe une corrélation entre le tassement et la variation du module de Young

Pour déterminer la corrélation entre le tassement maximal et le module de Young, on met le tableau suivant

Tab. IV.06 La variation du tassement maximal par rapport le paramétrage de module de Young.

Paramétrage de E (%)	Le tassement maximal (mm)
70	15,15
80	13,31
90	11,89
100	10,77
110	9,84
120	9,09
130	8,44

La courbe suivante présente la corrélation entre le tassement maximal et le paramétrage du module de Young.

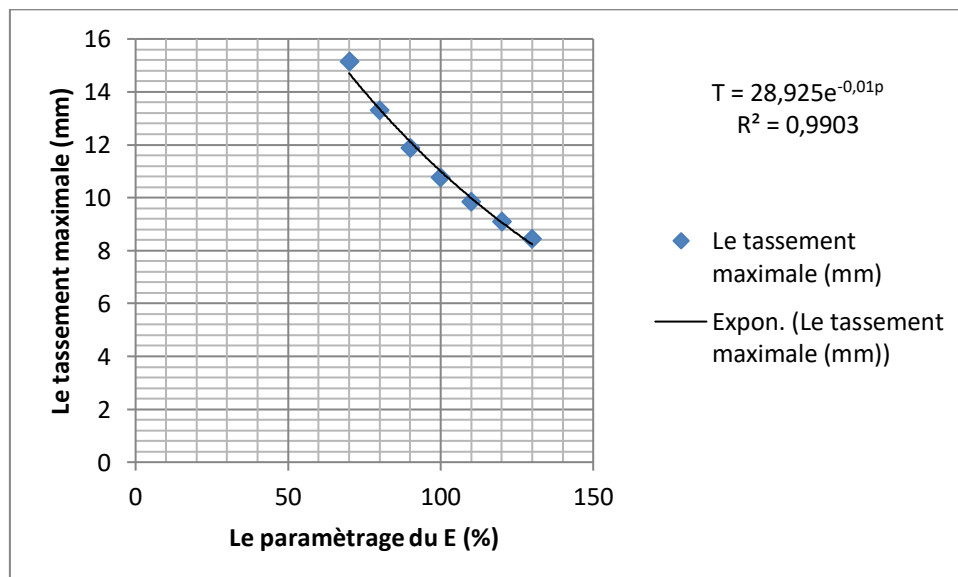


Fig. IV.16 La courbe de corrélation entre le tassement maximal et le module de Young.

On le tassement maximale mesuré réellement au chantier à l'axe du rameau est 5 mm, avec correspondance d'équation de corrélation ($R^2 = 0,9903$) on obtient :

$$T = 28,925e^{-0,01p} = 5\text{mm.}$$

Donc $p=175.5\%$.

On a utilisé ce paramétrage ($p=175.5\%$) pour évaluer le tassement surfacique maximale avec le logiciel Phase2 8.0.

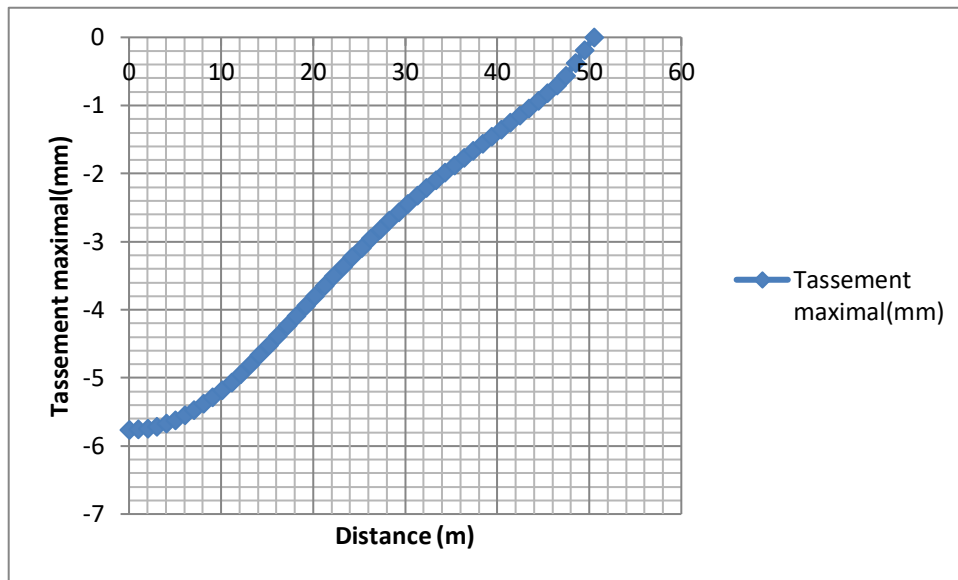


Fig. IV.17 Courbes de tassement surfacique avec le paramétrage de E ($p=175.5\%$)

Résultat

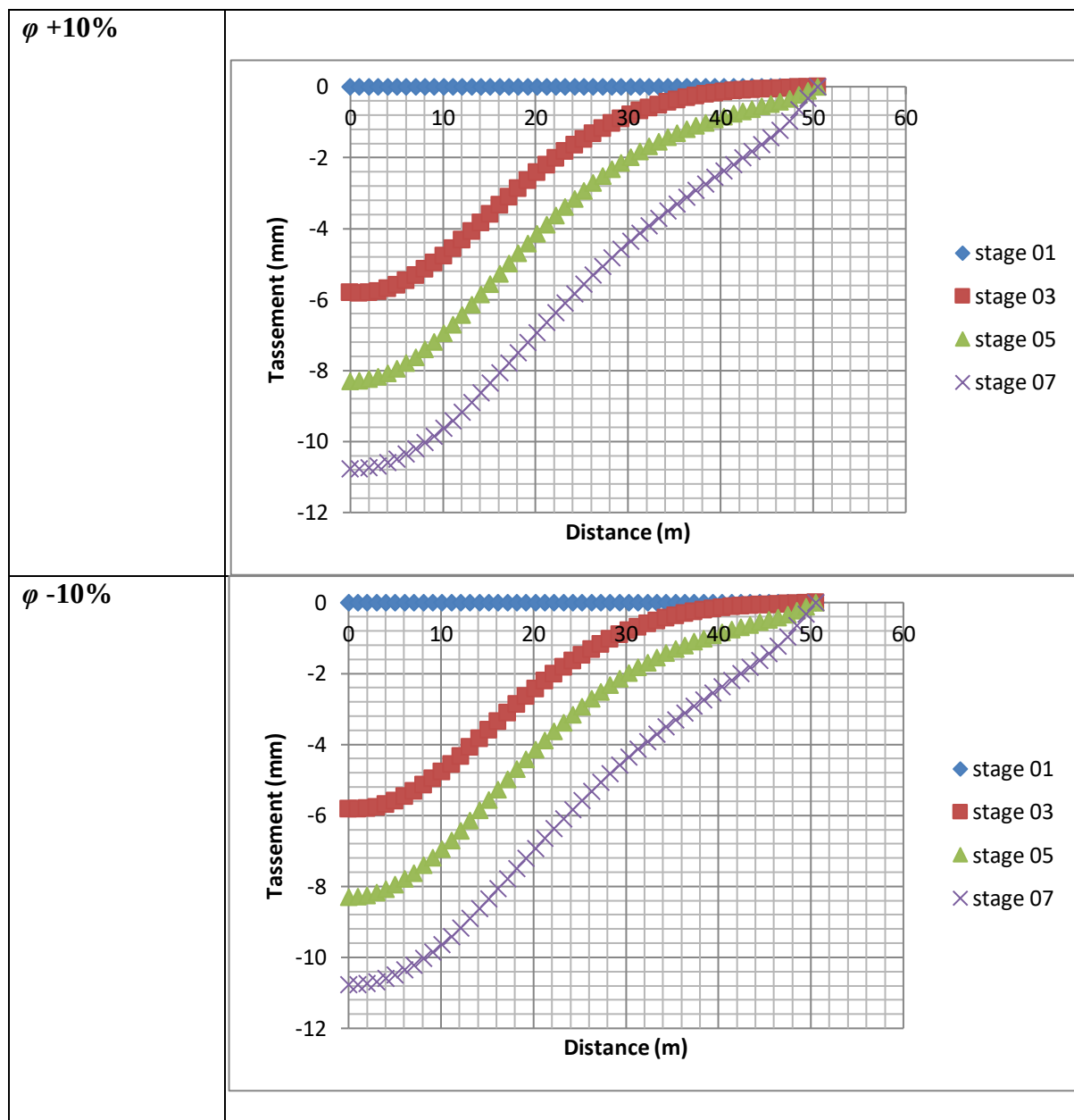
D'après la comparaison entre la valeur du tassement maximal obtenu (5.75 mm) et la valeur mesuré dans le chantier (5mm), le paramétrage optimisé du module de Young pour estimer le tassement maximal est $p=175.5\%$

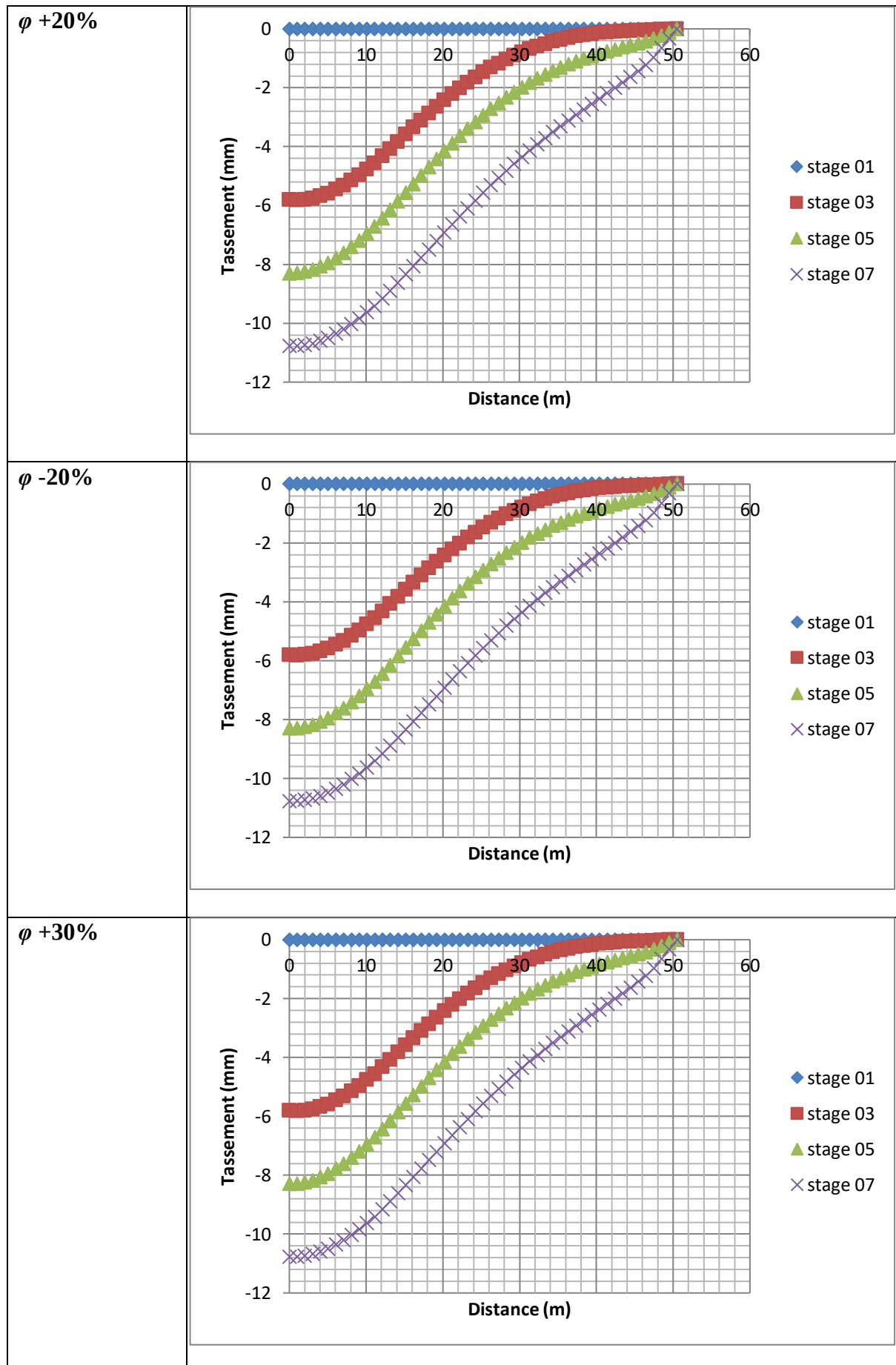
C'est à dire $E_{\text{optimisé}} = 175.5\% \cdot E$ (MPa).

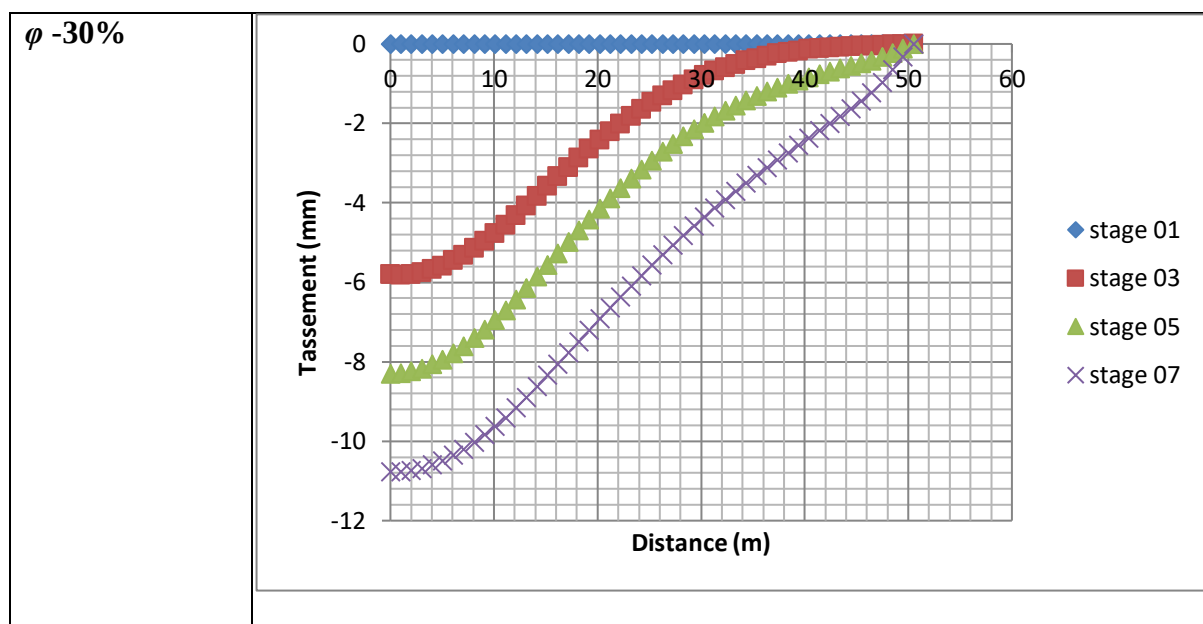
IV. 1.5.4 Paramétrage du tassement avec l'angle de frottement φ :

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant

Tab. IV.07 Courbes de tassements surfaciques avec le paramétrage de φ .







Tab. IV.08 Influence du l'angle du frottement sur le tassement en surface (étude comparative avec le modèle de référence).

Le paramètre	Tassement maximal (mm)	Variabilité du tassement en (%)
$\varphi +10\%$	10.771	0
$\varphi -10\%$	10.771	0
$\varphi +20\%$	10.771	0
$\varphi -20\%$	10.771	0
$\varphi +30\%$	10.771	0
$\varphi -30\%$	10.771	0

Résultat

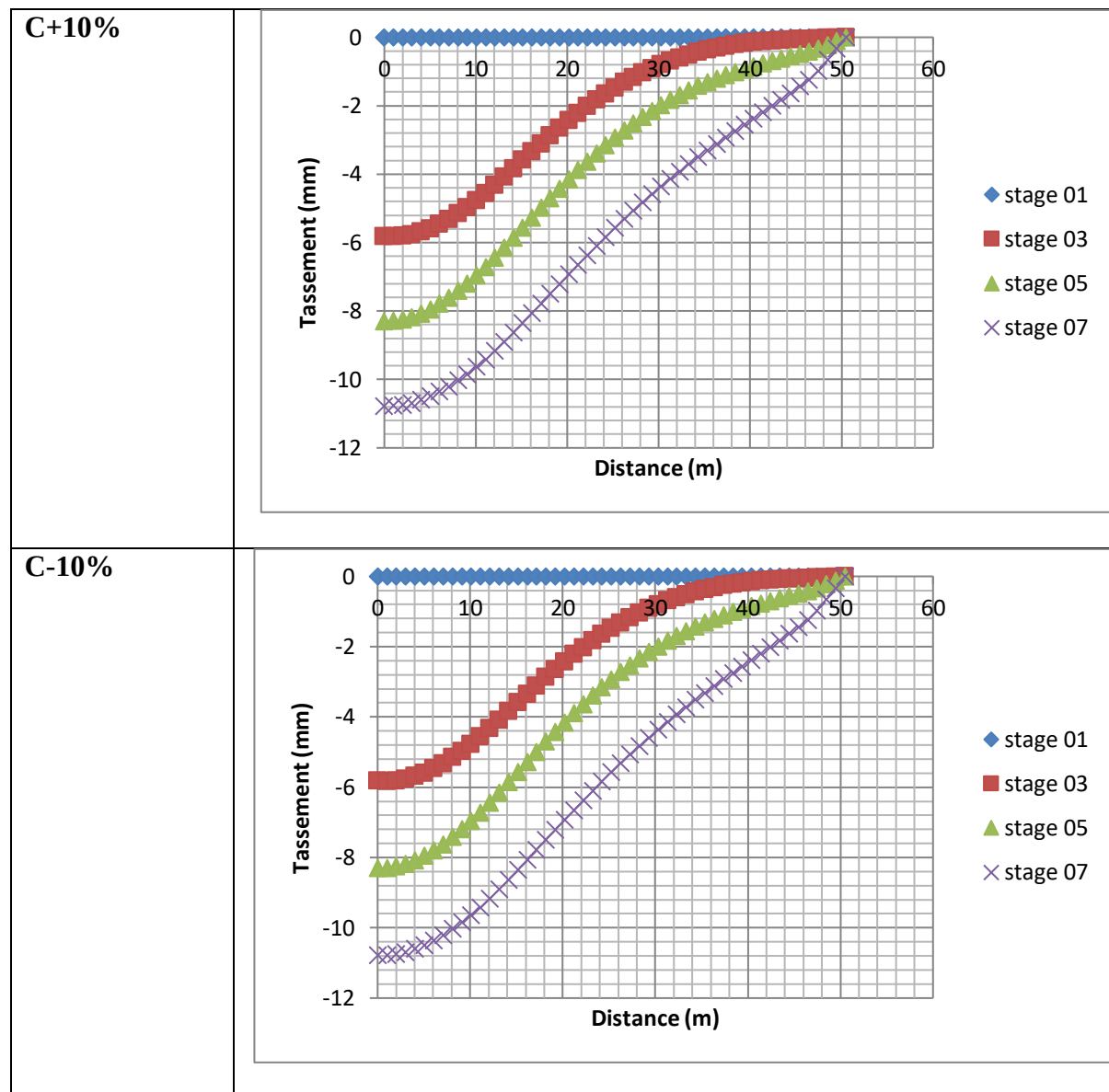
Selon les résultats obtenus (les mêmes résultats avec le cas réel), la variation de l'angle de frottement n'a aucun impact sur le tassement surfacique.

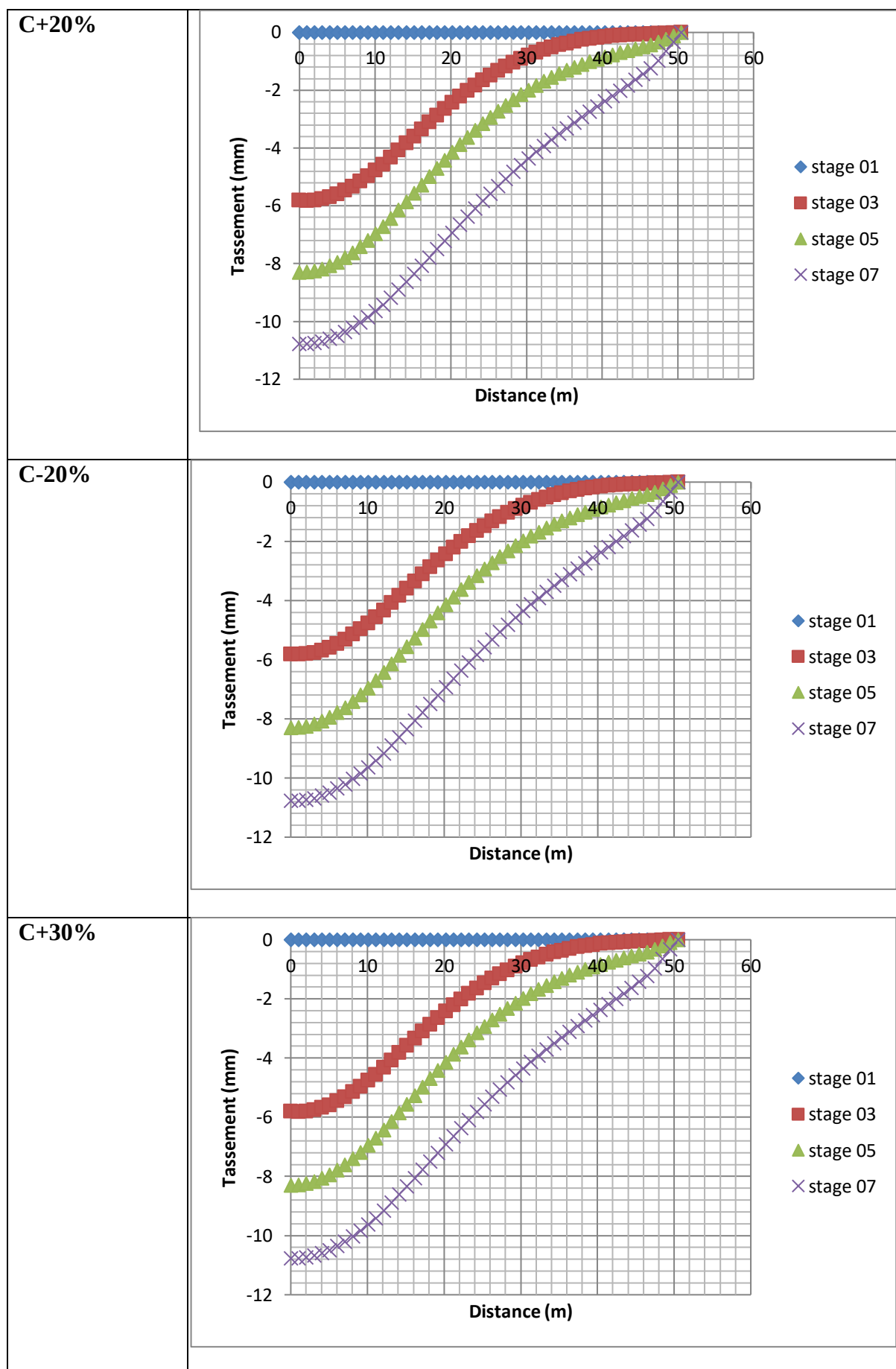
Donc la variabilité du tassement est nulle.

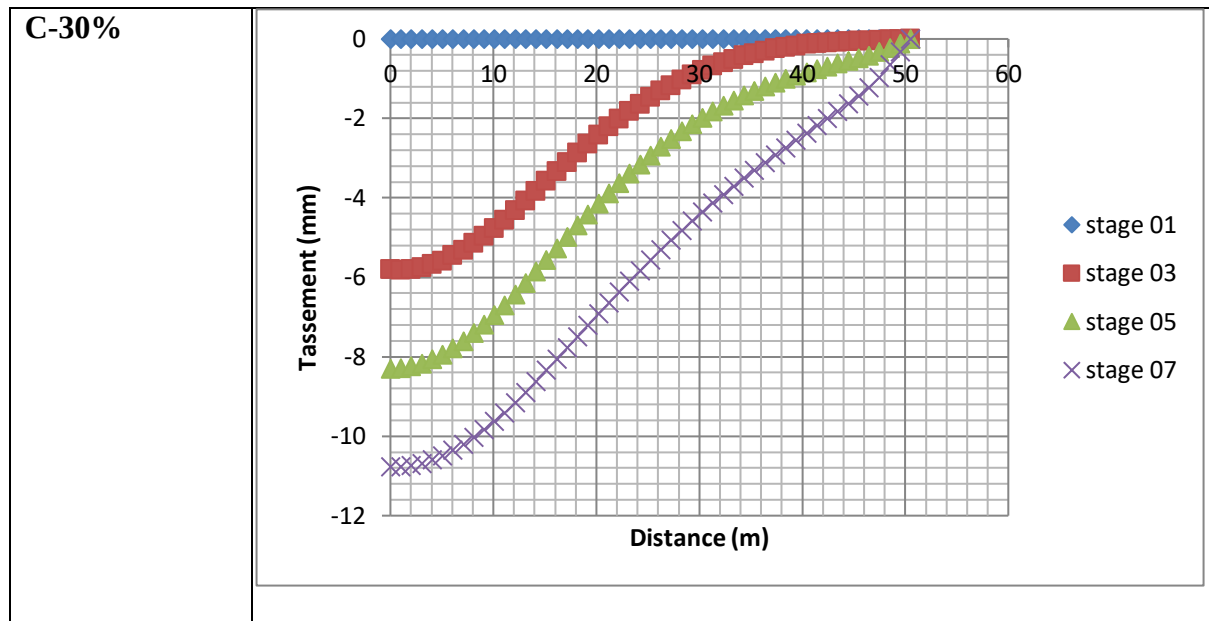
IV. 1.5.Paramétrage du tassement avec la cohésion C

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant

Tab. IV.09 Courbes de tassements surfaciques avec le paramétrage de C .







Tab. IV.10 Influence de la cohésion sur le tassement en surface (étude comparative avec le modèle de référence).

Le paramètre	Tassement maximal (mm)	Variabilité du tassement en (%)
C+10%	10.771	0
C-10%	10.771	0
C+20%	10.771	0
C-20%	10.771	0
C+30%	10.771	0
C-30%	10.771	0

Résultat

Selon les résultats obtenus (les mêmes résultats avec le cas réel) la variation de la cohésion n'a aucun impact sur le tassement surfacique.

Donc la variabilité du tassement est nulle

Conclusion

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

On a fait varier plusieurs paramètres géotechniques et étudier leurs influences.

L'analyse paramétrique a mis en relief l'influence importante de trois paramètres à savoir le module d'Young, l'angle de frottement et la cohésion sur les tassements en surface.

Parmi ces paramètres étudiés le module de module de Young est le seul paramètre qui influe sur la variation du tassement maximale du rameau de connexion.

La valeur optimisée de module se Young qu'il faut prendre dans logiciel Phase 2 8.0 est 175.5% E.

Conclusion générale

La description du site, la géotechnique de terrain et les essais sont des éléments essentiels pour la construction d'un tunnel sûr et fiable. La compréhension des caractéristiques géologiques et géotechniques du site permet de prendre des décisions éclairées et de mettre en place plusieurs techniques de soutènement appropriées pour assurer la stabilité, la sécurité des travailleurs et la durabilité à long terme du tunnel.

Ces techniques comprennent l'utilisation de béton projeté, de voussoirs préfabriqués, de boulonnage et d'injection de coulis. Chacune de ces techniques présente des avantages et des limitations spécifiques.

Il existe plusieurs méthodes permettant d'estimer de manière simplifiée les tassements à la surface du sol causés par le creusement d'un tunnel. Ces méthodes reposent dans le premier lieu sur l'évaluation des pertes de volume résultant du creusement du tunnel et l'estimation de la part de ces pertes de volume se répercutant en surface. Ensuite, la forme et la profondeur de la cuvette de tassement sont proposées. Ces paramètres sont liés aux caractéristiques de tunnel et du terrain.

Dans ce travail de fin d'étude, on a étudié numériquement le tassement surfacique d'un rameau de connexion en utilisant le logiciel Phase 2 8.0.

L'analyse paramétrique a mis en évidence l'importance de trois paramètres : le module d'Young, l'angle de frottement et la cohésion, sur les tassements en surface. Parmi ces paramètres, seul le module d'Young a une influence sur la variation du tassement maximal du rameau de connexion.

Il a été déterminé que la valeur optimisée du module d'Young à utiliser dans le logiciel Phase 2 8.0 est de 175.5% E.

Cette étude s'est limitée à une étude en deux dimensions. Alors, on peut donc expliquer les résultats dans un modèle 3D plus précis et plus confort.

Référence bibliographique

- [1] Cosider. (2016). Hypothèses géotéchniques Puits de Ventilation #1.32p
- [2] Mr KERIKECH I et Mr BENARFA F. (2007). Conception et calcul d'un tunnel cas du métro d'Alger. Mémoire de fin d'étude. Ecole nationale polytechnique.
- [3] AMRI M et HAMAM L. (2007). Conception et calcul d'un tunnel cas du métro d'Alger. Mémoire de fin d'étude. Ecole nationale polytechnique.
- [4] Cosider. (2016). HYPOTHESES GEOTÉCHNIQUES Puits de Ventilation #1.234 p
- [5] Afnor (1994) NF P 94-071-1. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte. Partie1 : cisaillement direct.16 p.
- [6] Afnor. (1997) NF P 94-077. Essai de compression uniaxiale .Partie 1 :12p
- [7] <https://www.gdsinstruments.com/types-test-methods/type/rock-testing>
- [8] Audi Y. (2016). Développement d'une méthodologie d'évaluation au sens du développement durable des aménagements souterrains (Doctoral dissertation, École centrale de Nantes).
- [9] Semmoud, B. (2010). Maghreb et Moyen-Orient dans la mondialisation. Armand Colin.
- [10] Barmaki, A., Moulay, M., & BENNACER, L. (2022). CONCEPTION ET CALCUL DU TUNNEL T2 DE LA NOUVELLE LIGNE ELECTRIFIEE BOUGHEZOUL–DJELFA PAR LA METHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT (Doctoral dissertation, UNIVERSITE AHMED DRAIA-ADRAR).
- [11] Beaudoin, M. (2018). ANALYSE DES SOLUTIONS POSSIBLES AUX INONDATIONS DANS LE CENTRE URBAIN D'OTTAWA ET DE GATINEAU.
- [12] Beau, J. R., Cabanius, J., Courtecuisse, G., Fourmaintraux, D., Gesta, P., Levy, M., ... & Vouille, G. (1980). Tunnel du Fréjus: les mesures géotechniques effectuées sur le chantier français et leur application pour la détermination et l'adaptation du soutènement provisoire. Revue Française de Géotechnique, (12), 57-82.
- [13] Bouklia Hassane, W., & Rahmoun, A. Gare ferroviaire a Bedjaia (Doctoral dissertation).
- [14] <https://tunnelingonline.com/understanding-the-new-austrian-tunnel-method-natm/>
- [15] Fanit, A., Boutaghou, S., & Lamara, M. E. (2017). Etude des différentes méthodes de creusement et de soutènement du tunnel de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest (Doctoral dissertation, Université de Jijel).
- [16] Amara, I. (2018). Etude de comportement d'un tronçon du tunnel d'Ait Yahia Moussa. Réalisé (Doctoral dissertation, Université Mouloud Mammeri TiziOuzou).

- [17] Boulkram, R., Bech, Y., & Bouziane, M. (2017). Etude de la stabilité lors du creusement d'un tunnel dans un massif rocheux à partir de la méthode des éléments finis .Doctoral dissertation, Université Abderrahmane Mira.
- [18] Assali, P. (2014). Modélisation géostructurale 3D de parois rocheuses en milieu ferroviaire: application aux ouvrages en terre (Doctoral dissertation, Université de Strasbourg)
- [19] Moussaoui, A., Zerdali, H. E., & Menaa, L. (2020). Etude de stabilité du rameau de connexion puits de ventilation-Métro d'Alger.
- [20] <https://www.4geniecivil.com/search/label/Expertise%20et%20diagnostique>
- [21] KHALDI, H., RABAHIE, H., & MENAA, L. (2018). ETUDE, CONCEPTION ET CALCUL D'UN TUNNEL (PK 5–PK 7.5) SITUE À CHIFFA.
- [22] Martin, F., & Saïtta, A. (2012). Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. ENS Cachan.
- [23] Benhamed, D. (2019). Etude de la stabilité et conception du rameau de connexion par la contribution des approches analytique et numérique: cas du projet d'extension du métro d'Alger El-Harrach Centre–Bab Ezzouar–Aéroport International (Doctoral dissertation).
- [24] Wittke, W. (2014). Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM). John Wiley & Sons.
- [25] Far, S., Drada, B., & Djeghader, D. E. (2021). Modélisation numérique de creusement d'un tunnel: Cas de tunnel Texenna (Doctoral dissertation, Université de Jijel).
- [26] <https://www.metroalger-dz.com/fr/details.php?idAC=20>
- [27] <https://www.techno-science.net/glossaire-definition/Tunnel-page-3.html>
- [28] JEAN-PIERRE J. (2012). Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie) ». Thèse de doctorat.
- [29] BOURENNANE A. (2016). étude des mouvements de terrains induits par l'excavation d'une station souterraine de métro ». Thèse de doctorat .
- [30] Mr KHELIF A et SALHI M. (2021). Simulation de l'interaction de plusieurs ouvrages souterrains par la méthode des éléments finis à l'aide du code de calcul Plaxis 2D. Mémoire de master.
- [31] JEAN-PIERRE M. (2002). Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon. Hypothèse de Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- [32] MOLLON G. Etude déterministe et probabiliste du comportement des tunnels. Thèse

de doctorat.

- [33] BOIDY E. (2002). Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines. Thèse de doctorat.
- [34] BENHAMED D. (2019). étude de la stabilité et conception du rameau de connexion par la contribution des approches analytique et numérique. Mémoire de projet de fin d'études.
- [35] HAMMADI Y. (2007). Etude de calcul d'un tunnel routier. Mémoire d'ingénieur.
- [36] GALLAGHER R.H. (1977). Introduction aux éléments finis. livre. Pluralis
- [37] KADA A. introduction à la méthode des éléments finis. Mémoire de master
- [38] LEANNE HINTON D. Finite Element Programming. Livre .1st Edition – 12 Décembre 1979.
- [39] ASIF R. août 2015. Tunnel Convergence Monitoring for Nahakkai Tunnel.
- [40] Leconte, N. (2008). Eléments finis hybride déplacement perforés pour le calcul des structures aéronautiques rivetées. (Doctoral dissertation, Université de Valenciennes et du Hainaut-Cambresis).
- [41] Ghedjati S. (2021). Variabilité des paramètres géologique et géotechnique et leur impact sur l'analyse de la stabilité de talus (Doctoral dissertation).
- [42] Cosider. (2019). Inclino-lecture.Puits de Ventilation #1.15p
- [43] Afnor. (1994) NF P 94-070. Essai à l'appareil triaxial de révolution. 24p
- [44] ABDERRAHMANE A et BENSALAH A. (2016). Influence du creusement d'un tunnel sur le comportement du sol sous les fondations d'une construction en surface. Mémoire du master. Travaux Publics.
- [45] <https://www.suprasteel.net/fr/cadres-et-cintres-de-soutenement/>
- [46] <https://gif-ettlingen.eu/fr/instruments-de-mesures/mesures-geotechniques-aux-ouvrages-souterrains/>
- [47] THEVENNOT L. (2012). Techniques de construction. Documents pédagogiques internes au Mastère TOS.
- [48] Cosider. (2019). Rapport Quotidien du Monitoring Topographique.1p
- [49] <https://www.epos.pt/fr/projet/tunnel-du-metro-de-lima-phase-1b-construction/>
- [50] BEGUINET L. (2016). Etude des différents types de blindage de fouille rencontrés sur les projets de construction au Luxembourg. 102 P
- [51] PELLETIER H. (2008). Réhabilitation à l'aide de matériaux composites de colonnes affectées par les réactions alcalis-granulats. Library and Archives Canada. Bibliothèque et Archives Canada, Ottawa.

- [52] <http://www.durmeyer.fr/pieux/pieux-secants/>
- [53] <https://www.ccpitaliana.it/fr/jet-grouting/>