

REPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



جامعة باجي مختار عنابة

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR –ANNABA
BADJI MOKHTAR UNIVERSITY –ANNABA



Faculté des Sciences de la Terre

Département des Mines

Laboratoire des Ressources Naturelles et Aménagement

THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat LMD en
Mines et Environnement

Option : Conception des ouvrages souterrains

MODELISATION DU CHAMP DES CONTRAINTES AUTOUR D'UNE EXCAVATION SOUTERRAINE : CAS METRO D'ALGER

Présentée par :

BOUSTILA Amir

Devant le jury :

Président :	BOUKELLOUL M. Laid	Pr. Université Badji Mokhtar - Annaba
Directeur de thèse :	HAFSAOUI Abdellah	Pr. Université Badji Mokhtar - Annaba
Examineurs :	AISSI Adel	M.C.A Université Mohamed Boudiaf - M'sila
	BERDOUDI Said	M.C.A Université Badji Mokhtar - Annaba
	BOUTRID Aziz	M.C.A Université Abbas Leghrour - Khenchela
	YAHIAOUI Sami	M.C.A Ecole Nationale Polytechnique -Alger

Année : 2020

Remerciement

Je rends grâce à ALLAH, qui m'a donné la santé et le courage.

Au terme de ce travail, je ne saurais exprimer suffisamment toute ma salutation, gratitude et reconnaissance à mon directeur de thèse Mr HAFSAOUI.

Je remercie aussi ZEROUAL Menal pour sa patience durant nos discussions.

Mes reconnaissances vont également envers tous les enseignants qui ont contribué à formation Licence-Master et Doctorat.

Dédicace

À mes chers parents qui ont toujours été là pour moi.

À ma femme qui m'a toujours supporté et mon fils Lokmane.

À mes frères et sœurs pour leurs encouragements, je vous dis Merci.

À mes vrais amis.

Amir BOUSTILA

Résumé :

Le creusement des excavations souterraines engendre des perturbations plus ou moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements de sol. En zones urbaines, les tassements résultant de ce phénomène peuvent affecter la stabilité des ouvrages avoisinants.

Le présent travail de recherche porte sur la simulation des travaux de construction d'un tunnel peu-profond et ses impacts sur la modification d'état initial des contraintes.

Les résultats de modélisation numérique peuvent être trompeurs sans un sens physiques, s'ils ne sont pas fondés sur des données réelles, que ce soit des données de départ ou données de validation. C'est pour cette raison que les travaux et les paramètres de tunnelisation du métro d'Alger –section D9 sont adoptés.

En plus des données géotechniques, les techniques de construction et les contraintes engendrées, sont détaillées afin de mieux simuler les particularités de ces projets.

Les résultats obtenus, ont permis de délimiter les champs de contraintes finaux et leurs évolutions avec l'avancement des travaux de construction. Ainsi que le rôle de la voute parapluie pour assurer préalablement la stabilité du terrain.

Mots clés : tunnel peu-profond ; tassement surfacique ; modélisation numérique ; éléments finis ; métro d'Alger ; champ des contraintes

Abstract :

The construction of underground excavations causes more or less significant disturbances in the internal balance of the soil, thus creating deformations and displacements. In urban areas, the settlements resulting from this phenomenon can affect the stability of neighbouring structures.

This research work focuses on the simulation of the construction of a shallow tunnel and its impacts on the modification of the initial state of the stresses.

Numerical modelling results can be misleading and without physical meaning, if they are not based on field data, both input and validation data. For this reason that the data and tunnelling parameters of the Algiers metro - section D9 have been adopted.

In addition to geotechnical data, a state of the art relating to construction techniques and the constraints generated is detailed, the aim of which is to better simulate the particularities of such engineering projects.

The obtained results made it possible to define the final stress fields and their variations with the tunnelling advancement. As well as the important role of the umbrella arching to ensure the stability of the ground beforehand.

Keywords: shallow tunnel; surface settlement; numerical modelling; finite elements ; Algiers subway ; stress fields

ملخص

يتسبب حفر الأنفاق في حدوث اضطرابات كبيرة في التوازن الداخلي للكتلة الأرضية المحيطة، مما يؤدي إلى حدوث تشوهات وحركة للتربة. في المناطق الحضرية، يمكن أن تؤثر الحركات الناتجة عن هذه الظاهرة على استقرار الهياكل المجاورة.

يركز هذا البحث على محاكاة بناء نفق ضحل وتأثيراته على تعديل الحالة الأولية للقوى.

يمكن أن تكون نتائج النمذجة الرقمية مضللة و بدون معنى حقيقي، إذا لم تكن مبنية على بيانات فعلية، سواء كانت بيانات أولية أو بيانات التحقق من الصحة. ولهذا السبب تم اعتماد أشغال ومعايير الأنفاق لمترو الجزائر العاصمة - القسم D9.

بالإضافة إلى البيانات الجيوتقنية، تم تفصيل تقنيات البناء، والهدف منها هو محاكاة خصوصيات هذه المشاريع بشكل أفضل.

أتاحت النتائج التي تم الحصول عليها تحديد مجالات الإجهاد النهائية وتغييراتها مع تقدم أعمال البناء. وكذلك دور مظلة الحماية في ضمان استقرار الأرض مسبقاً.

الكلمات المفتاحية: الأنفاق الضحلة؛ تسوية الأرض؛ النمذجة الرقمية؛ طريقة العناصر

المحدودة؛ مترو أنفاق الجزائر؛ مجالات التوتر

TABLE DES MATIERES

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale2

Chapitre 01 : *Reconnaissance géotechnique du terrain*

1.1.	Introduction.....	3
1.2.	Classement d'un ouvrage géotechnique.....	4
1.3.	Situation topographique du projet.....	6
1.4.	Reconnaissance géotechnique.....	8
1.4.1.	Essais in-situ.....	8
1.4.1.1.	Forage carotté.....	9
1.4.1.2.	Essai de pénétration au carottier.....	10
1.4.1.3.	Essai pressiometrique.....	11
1.4.2.	Essais de laboratoire.....	13
1.4.2.1.	Teneur en eau.....	13
1.4.2.2.	Masse volumique sèche et humide.....	13
1.4.2.3.	Analyse granulométrique.....	13
1.4.2.4.	Limites d'Atterberg.....	15
1.4.2.5.	Essai de cisaillement à la boîte.....	17
1.4.2.6.	Compressibilité à l'œdomètre.....	20
1.4.2.7.	Analyse Chimique du Sol.....	23
1.5.	Unités stratigraphiques.....	25
1.5.1.	Quaternaire et dépôts récents.....	25
1.5.2.	Tertiaire - Molasse.....	26
1.5.3.	Conditions tectoniques.....	27
1.6.	Valeurs caractéristiques.....	29
1.7.	Conclusion.....	33

Chapitre 02 : *Comportement mécanique des sols*

2.1.	Introduction.....	34
2.2.	Contraintes et déformations des sols.....	35
2.2.1.	Types de chargement dans le sol.....	38
2.2.2.	Résistance au cisaillement du sol.....	39
2.3.	Lois de comportement.....	45
2.3.1.	Modules de déformation.....	47

2.3.2.	Modules adoptés en géotechnique	49
2.3.3.	Modèles linéaires et non-linéaires	50
2.3.3.1.	Comportement élastique simple et modifié	50
2.3.3.2.	Modèles élasto-plastiques.....	53
2.3.3.3.	Comportement élastique-parfaitement plastique.....	54
2.3.3.4.	Modèle élastoplastique avec écrouissage	55
2.3.4.	Lois de comportement de de chaque couche	57
2.3.4.1.	Couche Remblais RX	58
2.3.4.2.	Unité Quaternaire Argileux	60
2.3.4.3.	Unité Quaternaire Sableux 'QS'	61
2.3.4.4.	Unité Quaternaire Marneux 'QM'	63
2.3.4.5.	Unité tertiaire sable 'TS'	66
2.4.	Conclusion	68
Chapitre 03 : Techniques de tunnelisation et estimation des tassements		
3.1.	Introduction.....	69
3.2.	Profondeur de l'excavation.....	70
3.3.	Techniques de construction	72
3.3.1.	Méthode NATM	74
3.3.2.	Méthode ADECO-RS	75
3.3.3.	Méthode par TBM.....	77
3.4.	Processus de tunnelisation en section D9.....	78
3.5.	Mouvements induits par le creusement du tunnel	81
3.5.1.	Méthodes Analytiques	81
3.5.2.	Méthodes physiques	83
3.5.3.	Méthodes empirique et semi-empirique.....	84
1.5.3.1.	Point d'inflexion.....	84
1.5.3.2.	Tassement maximal	86
1.5.3.3.	Cuvette de tassement	91
3.5.4.	Méthodes numériques	93
3.6.	Conclusion	93

Chapitre 04 : Modélisation numérique et champs des contraintes

4.1. Introduction.....	94
4.2. Présentation du code de calcul en éléments finis ' <i>Phase 2</i> '	95
4.3. Pré-résolution et résolution	95
4.3.1. Dimensions et densité de maillage du modèle.....	96
4.3.2. Phasage de modélisation	98
4.4. Résultats et discussion (post-résolution).....	99
4.4.1. Coefficient de pression latérale de terre au repos ' K_0 '	99
4.4.2. Module de Young ' E '	100
4.4.3. Déformations totales	102
4.4.4. Tassement surfacique	104
4.4.5. Champ et chemins des contraintes.....	105
4.4.5.1. Champ et chemins des contraintes principales majeures ' σ_1 '	105
4.4.5.2. Champs et chemins des contraintes principales mineures ' σ_3 '	114
4.4.5.3. Contraintes moyennes ' p ' et déviatorique ' q '	119
4.4.6. Zones caractéristiques dans les travaux de tunnelisation	122
4.5. Conclusion	128
Conclusion générale	129-130
Liste des références	131

Liste des figures

Figure	Page
Chapitre 01	
1.01. Classification des ouvrages géotechniques selon Eurocode(07)	004
1.02. Phases d'une étude géotechnique d'un tunnel.	005
1.03. Triangle des données géotechniques	005
1.04. Position de la section D9	006
1.05. Situation géographique de tronçon D9	007
1.06. Résultats de l'essai SPT de tronçon D9	012
1.07. Résultats du sondage pressiometrique de sondage BH 1	012
1.08. Résultats du sondage pressiometrique de sondage BH 3	012
1.09. Classification triangulaire des sols fins	014
1.10. Comportement du sol en fonction du taux d'humidité	016
1.11. Résultats d'essais de limites d'Atterberg de section D9	017
1.12. Résultats de cisaillement à la boîte ($\sigma_3 - \sigma_{ni} = f(\text{déformation})$) pour BH-02 (Pr = 20.5-21) (<i>courbe contraintes/déformation</i>)	018
1.13. Courbe intrinsèque contrainte tangentielle/normale dans plan Mohr (résultats de cisaillement à la boîte)	018
1.14. Courbe schématique de compressibilité œdométrique	020
1.15. Coupe litho-stratigraphique de tronçon D9	028
Chapitre 02	
2.01. Les neufs composants pour décrire état de contrainte (trois types de notation)	035
2.02. Principe de contrainte effective en sol saturé	036
2.03. Représentation microstructurale schématique de la saturation (S_r)	037
2.04. Mécanisme de capillarité dans les sols	038
2.05. Contraintes géostatiques	039
2.06. Schéma rupture sur plan de Mohr (enveloppe Mohr-Coulomb et droite de rupture K_f)	042
2.07. Chemins de développement de contrainte pour sollicitation par compression et par traction	043
2.08. Schéma représentatif pour le choix de type des paramètres de cisaillement	044
2.09. Comportement typique des sols (dans les essais triaxiaux)	046
2.10. Classification des modèles de comportement	046
2.11. Courbe contrainte déformation et loi équivalent élastique parfaitement plastique avec critère de rupture Mohr-Coulomb	047
2.12. Modules de déformations sur la courbe des contraintes-déformations	048

2.13. Courbe contrainte-déformation pour du comportement élastique	050
2.14. Courbe intrinsèque schématique de contrainte-déformation	053
2.15. Différents types de comportement élastoplastique pour un essai de compression uni-axiale	054
2.16. Représentation de la surface de charge totale dans l'espace des contraintes principales	055
2.17. Courbe hyperbolique contrainte-déformation	056
2.18. Courbe intrinsèque pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Remblais	059
2.19. Modèles de comportement type MC de l'unité RX	059
2.20. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Quaternaire argileux	060
2.21. Courbe intrinsèque pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Quaternaire Argileux	060
2.22. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de compression uni axial de couche Quaternaire Sableux	061
2.23. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de triaxial de couche Quaternaire sableux	062
2.24. Courbe pression interstitielle-déformation pour l'essai de triaxial de couche Quaternaire sableux	062
2.25. Courbe intrinsèque pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche	063
2.26. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de compression uni axial de couche Quaternaire marneux	064
2.27. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Quaternaire marneux	064
2.28. Courbe intrinsèque pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Quaternaire marneux	064
2.29. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Quaternaire marneux (2)	065
2.30. Courbe intrinsèque pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Quaternaire marneux(2)	065
2.31. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de triaxial de couche Quaternaire marneux	065
2.32. Courbe pression interstitielle-déformation pour l'essai de triaxial de couche Quaternaire marneux	066
2.33. Courbe intrinsèque pour l'essai de triaxial de couche Quaternaire marneux	066
2.34. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de compression uni axial de couche Tertiaire sableux	067
2.35. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Tertiaire sableux	067
2.36. Courbe intrinsèque pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Tertiaire sableux	067
2.37. Courbe intrinsèque pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Tertiaire sableux	068

Chapitre 03

3.01. Classification des tunnels selon le mode d'exécution	070
3.02. Distinction entre tunnel peu-profond et profond	071
3.03. Exemples des séquences d'excavation	074
3.04. Mesure d'extrusion et relation avec la préconvergence selon le type de comportement du système front-noyau	076
3.05. Techniques d'attaque du front de taille par tunnelier	077
3.06. Vu perspective du tunnel de métro d'Alger	078
3.07. Installation de la voute-parapluie (métro d'Alger)	079
3.08. Coupe transversale du tunnel de métro d'Alger	079
3.09. Attaque du front de taille (Calotte I et Calotte II)	080
3.10. Variation de puissance du terrain de recouvrement pour la section D9	080
3.11. Forme des tassements induits par la construction du tunnel Metro d'Alger	081
3.12. Schéma transversale de phénomène du tassement	084
3.13. Distance d'inflexion pour projet métro d'Alger ($D=10,5\text{m}$)	086
3.14. MSS mesurés et prévus par Attewel & Farmer en fonction C/D pour métro d'Alger	087
3.15. Influence de Perte de Volume sur les estimations de tassement	089
3.16. Résultats d'estimation de tassement surfacique maximal par approche empirique	090
3.17. Résultats des tassements ($VL= 2\%$, $D_{eq}=10,35\text{ m}$)	092

Chapitre 04

4.01. Types de maillage bidimensionnel	097
4.02. Maillage adopté pour la modélisation des contraintes	097
4.03. Phasage de modélisation	098
4.04. Influence de K_0 sur l'estimation du tassement pour PK+17	100
4.05. Variation du tassement surfacique en fonction de module de Young	101
4.06. Corrélation entre MSS et module de Young (PK 17)	101
4.07.a. Déformations totales PK 17	103
4.07.b. Déformations totales PK 36	103
4.07.c. Déformations totales PK 42	103
4.07.d. Déformations totales PK 61	103
4.07.e. Déformations totales PK 85	103
4.07.f. Déformations totales PK 161	103
4.08. Evolution de tassement surfacique	104
4.09. Champ des contraintes principales majeures PK 17	106
4.10. Champ des contraintes principales majeures PK 36	106

4.11. Champ contraintes principales majeures PK 42	107
4.12. Champ contraintes principales majeures PK 61	108
4.13. Champ contraintes principales majeures PK 85	108
4.14. Champ contraintes principales majeures PK99	109
4.15. Champ contraintes principales majeures PK 161	109
4.16. Evolution des contraintes verticales avec la profondeur	110
4.17. Changement des contraintes majeures en fonction de point de mesure et phasage de construction (PK 36)	111
4.18. Contrainte principale majeure en fonction de distance (PK 36)	112
4.19. Contrainte principale majeure en fonction de distance (PK 61)	113
4.20. Champ des contraintes principales mineures PK 17	114
4.21. Champ des contraintes principales mineures PK32	114
4.22. Champ contraintes principales mineures PK 42	115
4.23. Champ contraintes principales mineures PK 61	115
4.24. Champ contraintes principales mineures PK 85	116
4.25. Champ contraintes principales mineures PK 99	117
4.26. Champ contraintes principales mineures PK 161	117
4.27. Changement des contraintes en fonction de point de mesure et phasage de construction (PK 36)	118
4.28. Evolution des contraintes déviatoriques et moyennes dans la voute parapluie	120
4.29. Evolution des contraintes déviatoriques et moyennes en piédroit (B)	120
4.30. Evolution des contraintes déviatoriques et moyennes en piédroit (D)	121
4.31. Evolution des contraintes déviatoriques et moyennes dans radier de tunnel	121
4.32. Variation des contraintes au-dessus de voute parapluie	122
4.33. Représentation des contraintes au-dessus de voute dans le plan de Mohr	123
4.34. Représentation des contraintes dans la voute dans le plan de Mohr	123
4.35. Rapport contrainte mineure/majeure dans la voute parapluie	124
4.36. Evolution des contraintes principale en piédroit (Zone 03) dans plan Mohr	124
4.37. Rapport contrainte mineure/majeure dans les piédroits de tunnels	125
4.38. Evolution des contraintes principale en piédroit (Zone 05) dans plan Mohr	125
4.39. Evolution des contraintes principale en radier (Zone 04) dans plan Mohr	126
4.40. Rapport contrainte mineure/majeure dans le radier de tunnel	126
4.41. Zones caractéristiques des contraintes autour de tunnel	127

Liste des tableaux

Tableau	Page
Chapitre 01	
1.01. Tronçons de l'extension C de Metro d'Alger	006
1.02. Essais in-situ adoptés lors de la campagne géotechnique de section D9	009
1.03. Relation entre le nombre de coups SPT et l'état du sol non-cohérent	010
1.04. Relation entre SPT et résistance à la compression des sols	011
1.05. Principaux groupes de sols suivant la granulométrie	014
1.06. Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour la section D9	015
1.07. Classification des sols en fonction de leur indice de plasticité	016
1.08. Essais in-situ adoptés lors de la campagne géotechnique de section D9	019
1.09. Corrélations entre paramètres d'identification et coefficient de compressibilité	21-22
1.10. Essais in-situ adoptés lors de la campagne géotechnique de section D9	022
1.11. Qualificatif selon la teneur en matières organiques d'après AFNOR	023
1.12. Classification de Von Post (basée sur le degré de décomposition)	023
1.13. Qualificatif selon la teneur en carbonate d'après AFNOR	024
1.14. Résultats des essais des paramètres de nature	025
1.15. Résultats de traitement statistique pour unité remblais (RX)	029
1.16. Résultats de traitement statistique pour unité quaternaire sableux (QS)	030
1.17. Résultats de traitement statistique pour unité quaternaire argileux (QA)	030
1.18. Résultats de traitement statistique pour unité quaternaire marne (QM)	031
1.19. Résultats de traitement statistique pour unité tertiaire sable (TS)	032
Chapitre 02	
2.01. Equations de contrainte effective pour les sols non-saturés	038
2.02. Comparaison des différents appareillages	041
2.03. Equations empiriques pour estimer résistance au cisaillement non-drainé	43-44
2.04. Estimation des paramètres mécaniques sur la base de Wroth et Wood 1978	044
2.05. Relations entre constantes élastiques	052
2.06. Propriétés physiques et mécaniques caractéristiques de l'unité Remblais (RX)	058
2.07. Valeurs typiques du Module de Young pour les sols argileux (Burt, 2007)	058
2.08. Propriétés physiques et mécaniques caractéristiques de l'unité Quaternaire Argileux (QA)	060
2.09. Propriétés physiques et mécaniques caractéristiques de l'unité Quaternaire Sableux (QS)	061
2.10. Propriétés physiques et mécaniques caractéristiques de l'unité Quaternaire Marneux (QM)	063
2.11. Propriétés physiques et mécaniques caractéristiques de l'unité Tertiaire Sable (TS)	066

Chapitre 03

3.01. Classe des tassements surfaciques	072
3.02. Classification des ouvrages souterrains	072
3.03. Classification des techniques d'excavation mécanisée	073
3.04. Expressions d'inflexion	085
3.05. Relation entre VL , pratique de construction et conditions de terrain	088
3.06. VL mesurés dans les projets de Grande Bretagne	088

Chapitre 04

4.01. Paramètres physiques et mécaniques élastiques des couches stratigraphiques	095
4.02. Caractéristiques géométriques des sections étudiées	096
4.03. Tassement maximal obtenus par méthode numérique ($K_0=1$)	105
4.04. Etats des contraintes majeures dans les points caractéristiques de tunnel	111
4.05. Etats des contraintes mineures dans les points caractéristiques de tunnel	119
4.06. Etats des contraintes principales dans les zones caractéristiques de tunnel	127

Introduction générale

La nécessité des tunnels et les avantages qu'ils apportent sont grandioses.. En déplaçant le trafic sous terre, ils améliorent la qualité de vie au-dessus du sol et peuvent avoir un impact économique énorme. Bien entendu, la construction de tunnels n'est pas assez simple, coûteuse et nécessite un haut niveau de qualification et compétence technique.

Les tunnels du transport dans les milieux urbains sont construits à faible profondeur pour des raisons économiques et sécuritaires. Les techniques de tunnelisation se sont développées afin de satisfaire, bien sûr, en premier lieu les impératifs de stabilité lors du creusement, ce qui devient de plus en plus délicat lorsque l'on a à faire à des tunnels de grandes sections en sols meubles.

Les mouvements de sol, induits par le creusement d'un tunnel, sont le résultat de phénomènes complexes liés à la perturbation de l'état initial des contraintes. Cette modification du champ des contraintes, se traduit initialement par un déplacement du front vers l'excavation et par une convergence des parois du tunnel. Proportionnellement à la magnitude de mobilisation des contraintes, des déplacements apparaissent généralement à la surface et peuvent affecter les structures.

Pour quantifier préalablement ces mouvements, l'outil numérique représente le meilleur choix. Avec le développement accéléré de l'informatique, la simulation numérique devient de plus en plus une norme dans la technologie de percement des tunnels.

L'analyse numérique (également appelée simulation numérique) vise à prédire, avec une méthodologie de résolution, le comportement et les déformations du sol par estimation des champs des contraintes autour de l'excavation.

Au moyen de telles prévisions, on essaie d'évaluer la sécurité et d'optimiser la construction. Avec des «prédictions» a posteriori (dites prédictions de classe B), on essaie d'améliorer la compréhension, d'ajuster les paramètres impliqués et d'analyser les échecs.

Les ingrédients de base, des simulations numériques, sont les équations d'équilibre (pour la masse, l'énergie et la quantité de mouvement) et les équations constitutives. Ces dernières sont obtenues seulement si une base des données géotechniques fiable est disponible.

Cette thèse, a pour objectif de modéliser et présenter les champs de contraintes, résultant de la construction d'un tunnel NATM dans un milieu urbain, sur la base des essais effectués totalement sur terrain a priori et pendant le projet. Le défi, c'est de créer un modèle numérique fiable en adoptant une approche purement professionnelle (sans passer par d'autres essais en laboratoire

universitaire). Les résultats, sont jugés en comparant les tassements issus de calcul et les mesures effectués sur terrain.

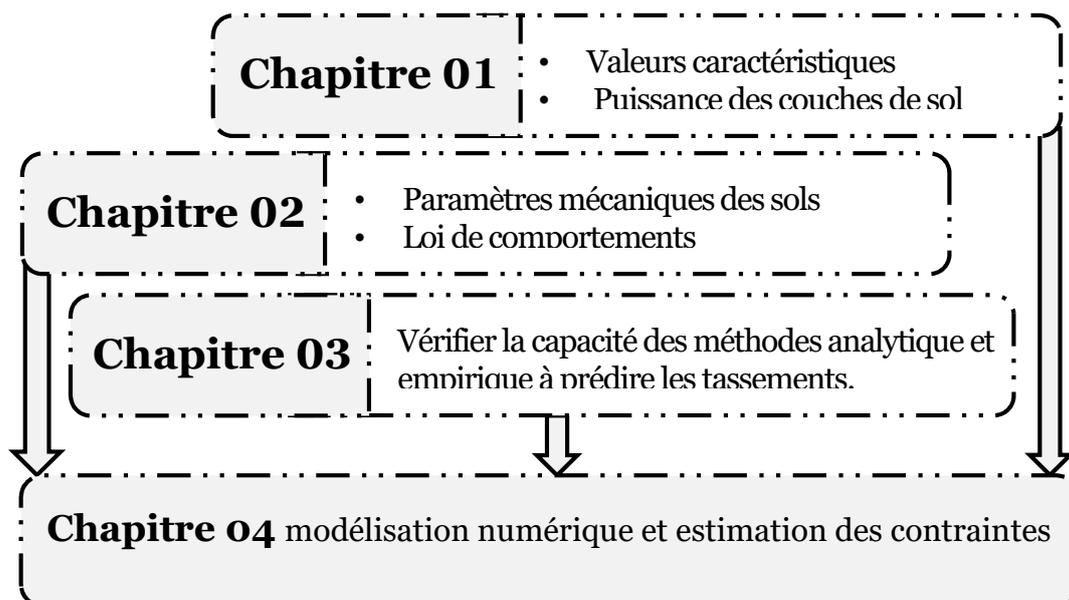
Pour cette finalité, la thèse est structurée en quatre chapitres interdépendants.

Le premier chapitre, présente la topographie et la géologie du terrain, ainsi que les résultats des essais effectués par la Société de Métro d'Alger pendant la campagne géotechnique. Afin d'obtenir des valeurs représentatives, un traitement statistique est aussi appliqué.

Le deuxième chapitre, présente un état de l'art des principales connaissances relatif aux contraintes et les déformations. Ensuite, sont abordées les différentes lois de comportement, leurs origines et formulation sanctionnés par l'impact de choix, des lois constitutives, sur les résultats. Enfin, les différents paramètres mécaniques nécessaires pour la modélisation de Tunnel Metro d'Alger sont fournis.

Le troisième chapitre, est consacré à l'étude corrélationnelle entre les mouvements de sol en surface et les différents paramètres de tunnelisation. Dans une première phase, les techniques et méthodes de tunnelisation les plus répandus sont présentées suivi d'une étude plus détaillée des paramètres de construction de tunnel D9. Dans une deuxième phase, une application et analyse des méthodes de prévision des tassements sont réalisées.

Dans le dernier chapitre, un modèle numérique bidimensionnel, par application de la méthode des éléments finis, est construit. Ensuite, une analyse globale de la sensibilité de modélisation, aux paramètres initiaux et conditions aux limites, est effectuée. Pour couronner cette étude, une mise en évidence de l'évolution des contraintes, en fonction de phasage de construction dans toutes les sections transversales concernées par l'étude, est réalisée.



Structure de la thèse et les paramètres contribués par les chapitres envers le modèle numérique

Chapitre 01 : Reconnaissance géotechnique du terrain

1.1. Introduction

Le sous-sol est un vaste inconnu qui peut cacher de nombreuses surprises désagréables. Afin de l'explorer, une étude détaillée du site est indispensable non seulement pour le choix des techniques de construction, mais aussi pour le succès d'un projet de tunnel.

Les études géotechniques visent à collecter toutes les propriétés pertinentes du sol. Plus précisément, Le but de l'étude du site est de produire un modèle tridimensionnel complet du site, à la fois au-dessus et en dessous du sol, et de mettre en évidence l'impact (risques) associé des travaux de creusement sur cet environnement ainsi que les risques potentiels pour les travaux de creusement. Ces risques peuvent ensuite être évalués et atténués à l'aide de techniques de construction appropriées. Les essais en géotechnique sont généralement classés en deux groupes majeures : *in-situ* et *au laboratoire*, et le choix des essais dépend de type d'information souhaité.

De point de vue modélisation numérique, l'étude géotechnique permet à la fois de délimiter géométriquement le modèle (puissance et forme des couches du terrain) et d'assembler les paramètres géomecaniques d'entrée à chaque couche (inputs).

Comme le projet de construction d'un système de transport par métro comprend plusieurs classes des projets génie civil, y compris les stations, le tunnel en mine et même des sections en surface. Cette thèse s'intéresse seulement aux sections de type *tunnel mine*.

Ce chapitre présente la topographie et la géologie du terrain, ainsi que les résultats des essais effectués par Métro d'Alger. Pour le but d'avoir des valeurs représentatives, un traitement statistique est adopté.

1.2. Classement d'un ouvrage géotechnique

Pour des raisons évidentes de coût, la complexité de l'étude géotechnique dépend du type d'ouvrage construit et des risques encourus pour les biens et les vies. Les exigences minimales ne sont pas les mêmes selon que l'on construit une maison individuelle, un immeuble de taille moyenne, ou un tunnel. Dans l'Eurocode 7 « Calcul géotechnique » une classification des ouvrages dans trois catégories est proposée figure 1.01 (Bond et Harris, 2006).

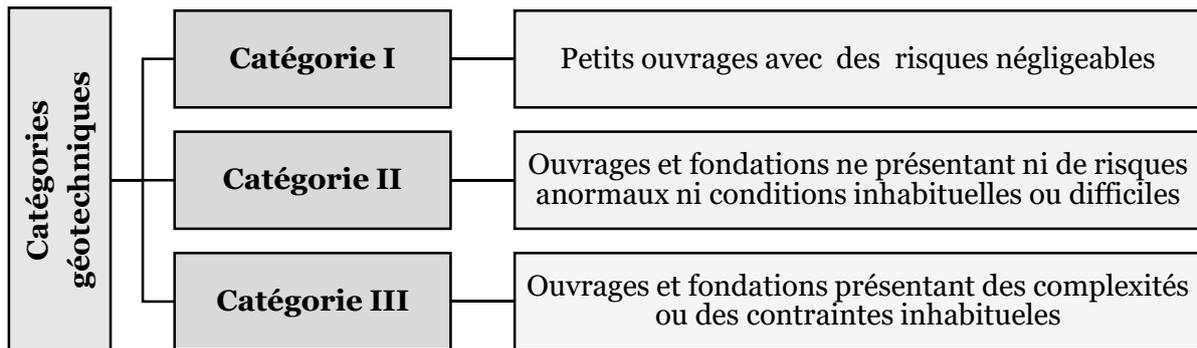


Fig.1.01. Classification des ouvrages géotechniques selon Eurocode(07)

Vu la complexité et les contraintes de réalisation des excavations en souterraines dans les milieux urbains, ces ouvrages sont inclus dans la **catégorie III**.

Vis à vis des constructions, le sol peut jouer deux rôles : il peut être le support (le réceptacle) de la construction (bâtiment, pont, tunnel...) ou bien former le matériau de cette construction (remblai, barrage en terre). D'une manière générale, on peut dire que toute construction doit s'insérer dans un état initial qui est en général stable, et qu'après la mise en place de l'ouvrage, on doit reconstituer un nouvel état stable. Il convient donc de définir et de prendre en compte pour un ouvrage un périmètre d'influence ou susceptible d'être touché par cet ouvrage : Zone d'Investigation Géotechnique. Pour réaliser le dimensionnement de l'ouvrage, le géotechnicien doit disposer de suffisamment d'informations sur le terrain où l'ouvrage est construit, de manière à proposer la solution technologique la plus adéquate.

Pour un projet de construction d'un tunnel pour usage civile, l'étude de reconnaissance géotechnique comprend trois étapes de reconnaissance, figure 1.02 (Magnan, 1995).

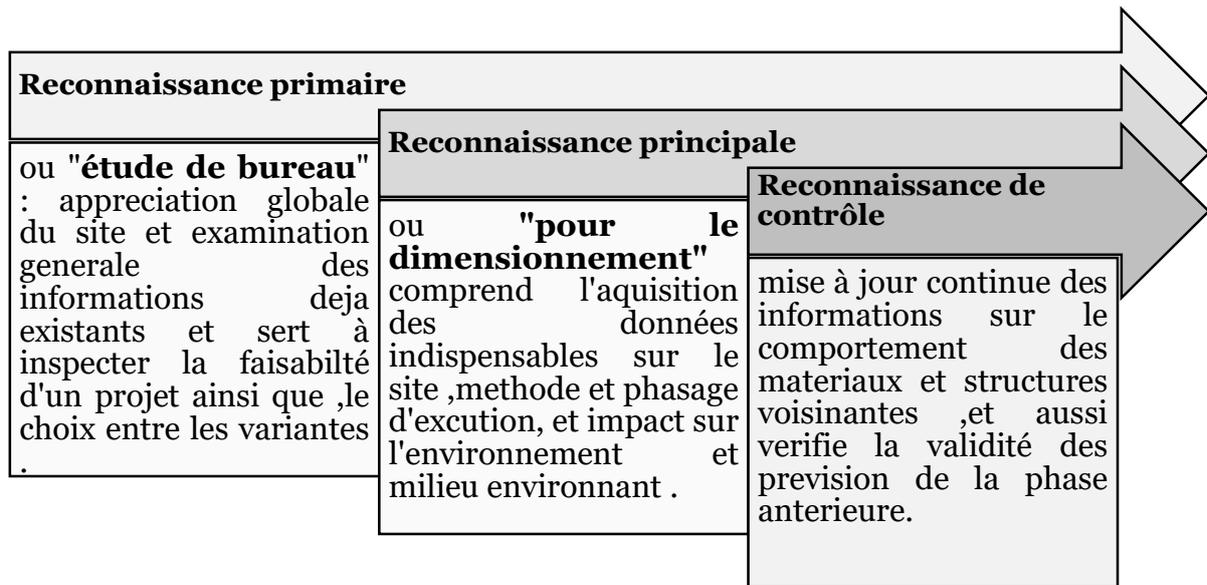


Fig. 1.02. Phases d'une étude géotechnique d'un tunnel.

Pour englober l'ensemble des données géotechniques nécessaires pour la reconnaissance, [Burland \(1987\)](#) a proposé d'organiser l'étude des sols en considérant quatre points (figure 1.03) :

- a) **Le profil du terrain**, est le résultat de la mise en œuvre de la reconnaissance de site ;
- b) **Le comportement du sol**, est établi au moyen d'essais au laboratoire ou en place ou de mesures en place ;
- c) **La mécanique appliquée**, implique l'analyse de matériaux idéalisés.
- d) **L'empirisme (la pratique)**, qualification des experts et expériences obtenus à partir d'autres projets similaires.

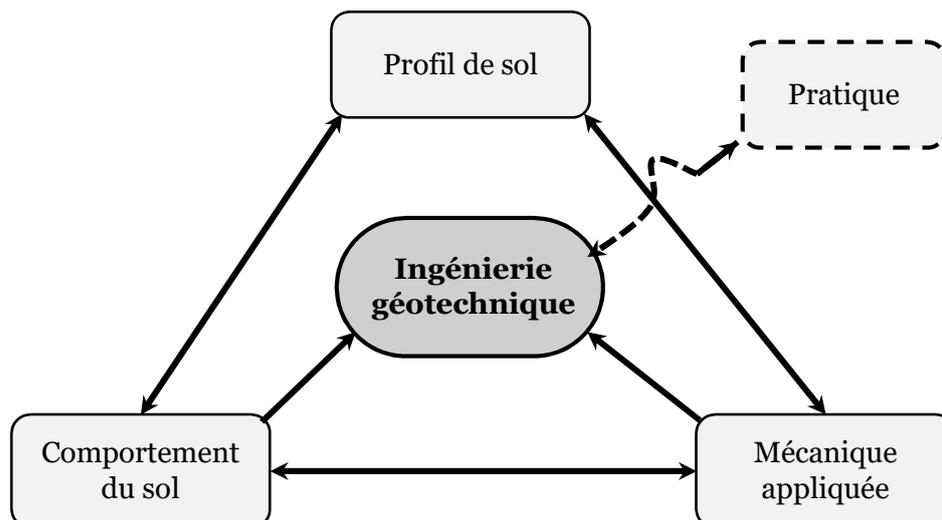


Fig. 1.03. Triangle des données géotechniques (d'après [Burland, 1987](#))

Les trois premiers points peuvent constituer les sommets d'un triangle, le dernier n'est pas de même nature que les trois autres, il n'est pas quantifiable mais c'est ce qui est

qualifié « d'art de l'ingénieur ». Ils sont liés les uns aux autres à divers degrés, mais il est important de toujours les distinguer clairement.

1.3. Situation topographique du projet

Le tronçon 'D9' du tunnel sujet d'étude, se situe dans l'extension C Lot 02 reliant *Ain Naadja* et *Barraki*, d'une longueur de 6,2 km, avec 6 stations au total. La section D9 avec une longueur de de 208,8 mètres, et délimitée par section D8 (tunnel en mine et puits de ventilation) et D10 (tunnel en mine et puits de ventilation).

Tableau 1.01 : Les tronçons de l'extension C de Metro d'Alger

	D 4	D 6.1	D 6.2 PV 05	D 7	D 8.1	D 8.2 PV 06	D 9	D 10.1	D 10.2 PV 07	D 10.3	D 11	D 12.1	D 12.2	D 12.3	D 13
	Tunnel Cadre	Tunnel en mine	Puits de ventilation	Station Ain Naadja 2	Tunnel en mine	Puits de ventilation	Tunnel en mine	Tunnel en mine	Puits de ventilation 7	Tunnel en mine	Station Mohamed Boudiaf	Tunnel en mine	Ligne en surface	Ligne en surface	Viaduc
	Hai El Badr						Ain Naadja				Baraki				
	Extension C Lot 1						Extension C Lot 1								

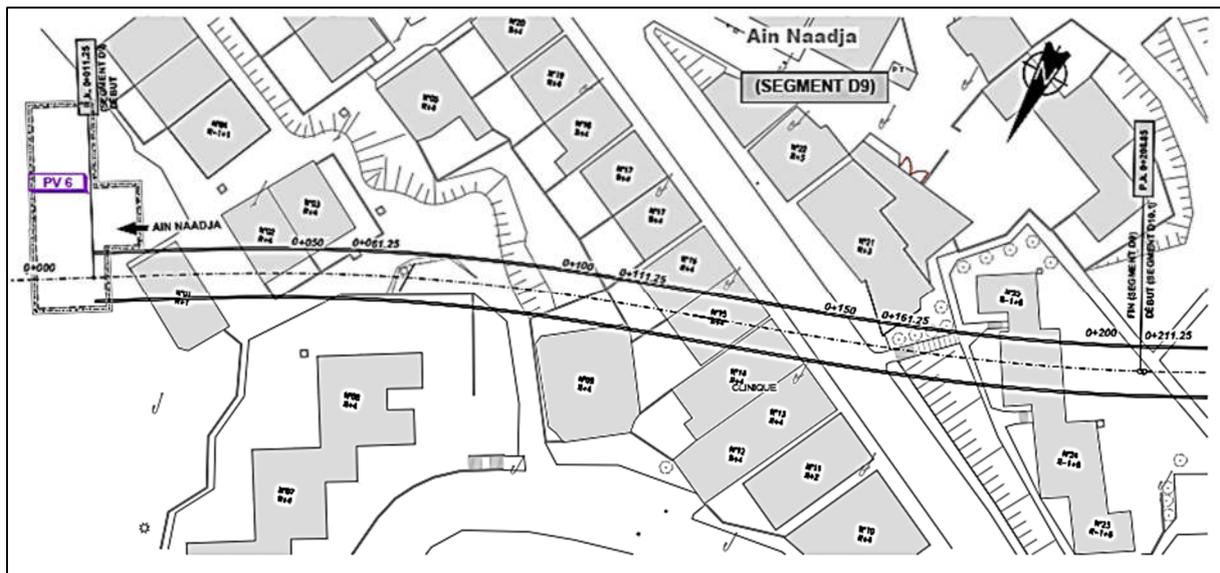


Fig. 1.04. Position de la section D9

La situation géographique ainsi que la distribution spatiale des forages de reconnaissance sont illustrés dans la carte figure 1.05. La carte montre une zone d'habitation caractérisée par un tissu urbain moyennement dense, et des zones discontinues de terrain libre.

Cette particularité urbaine complique la situation et amplifie les contraintes de travailler en sécurité.

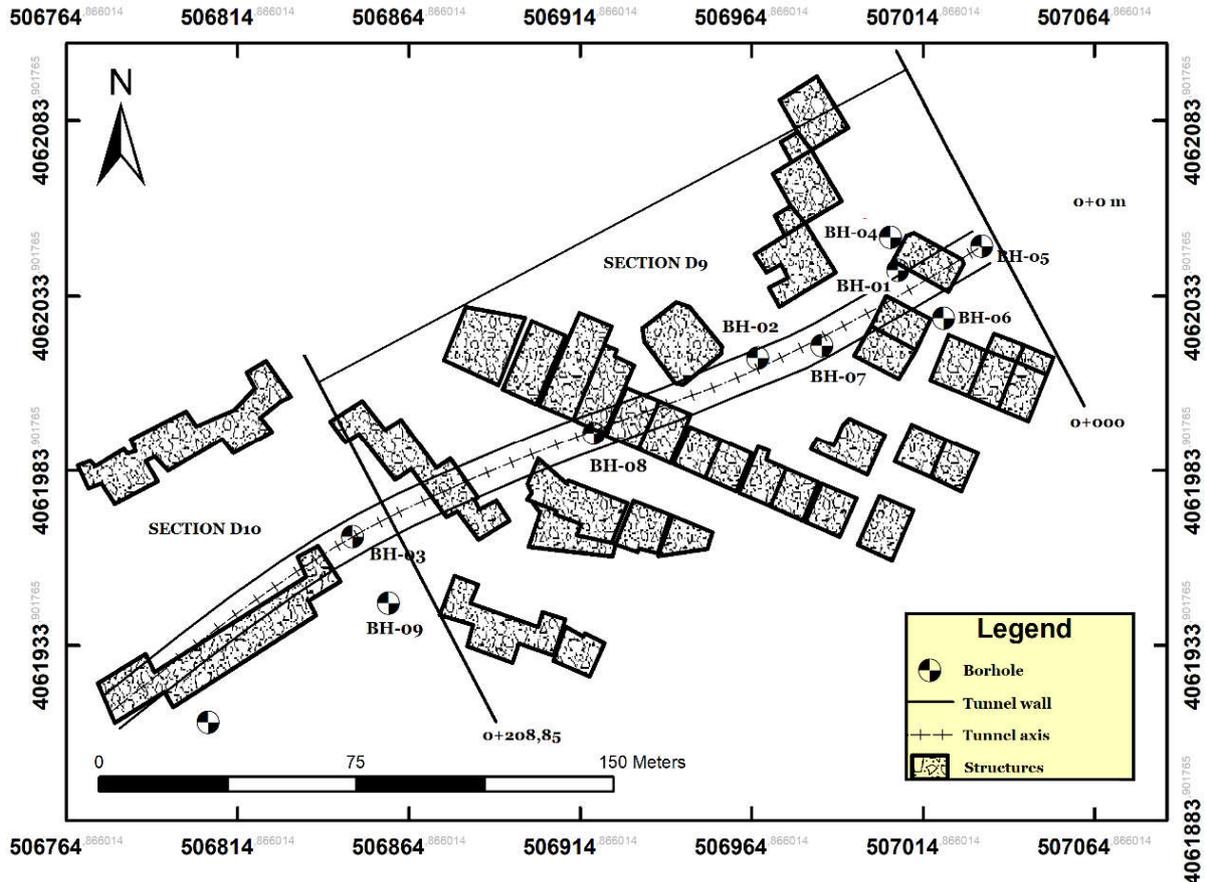


Fig. 1.05. Situation géographique de tronçon D9.

Le tracé de tunnel croise six (06) structures situant au-dessus, et peut affecte indirectement d'autres structures avoisinant par le tassement surfacique généré par les travaux de construction.

1.4. Reconnaissance géotechnique

C'est l'étude "*in situ*" et en "*laboratoire*" qui permet de définir l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place.

Selon l'AFTES (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain), les paramètres à déterminer pour établir un projet de tunnel sont classés en cinq familles (Guillaume *et al.* 1999) :

1. Les paramètres liés aux contraintes naturelles ;
2. Les caractéristiques physiques ;
3. Mécaniques ;
4. Hydrogéologiques ;
5. Et de constructibilité.

Généralement, une étude bien complète sur un sol doit comprendre les éléments distingués suivants :

- Courbe granulométrique,
- Forme des particules,
- Rugosité des surfaces,
- Indice de densité,
- Poids volumique,
- Teneur naturelle en eau,
- Limites d'Atterberg,
- Teneur en carbonates,
- Teneur en matières organiques,
- Résistance au cisaillement,
- Raideur du sol,
- Perméabilité,
- Consolidation,
- Compactibilité.

Principalement pour obtenir tels données, il est possible d'effectuer des essais sur site 'in-situ' ou de récupérer des échantillons des sols pour appliquer en suites des essais dans laboratoire.

1.4.1. Essais in-situ

Les essais in situ en géotechnique permettent d'approfondir l'étude des sols avant toute construction en surface ou en profondeur. Parfois discrédités au profit des essais de laboratoire, ils évitent pourtant toute contrainte de transport et de conservation susceptible d'altérer les prélèvements et leurs résultats.

Ils permettent non seulement d'appréhender les mêmes grandeurs mécaniques qu'au laboratoire, mais aussi d'élargir le champ des mesures par la saisie de données

supplémentaires. Plus précisément, lors de l'analyse numérique ces essais permettent de définir géométriquement le model.

Trois types d'essais in-situ sont adoptés en section D9 : forage carotté, essai de pénétration au carottier et sondage pressiométrique. La profondeur de ces forages ainsi que la fréquence d'utilisation de S.P.T et pressiométrique sont récapitulés en tableau 1.02.

Tableau 1.02. Essais in-situ adoptés lors de la campagne géotechnique de section D9

	Profondeur sondage (mètre)	standard pénétration test	sondage pressiométrique
BH-01	21	Non- effectué	Effectué
BH-02	22	Effectué	Effectué
BH-03	30	Effectué	Non- effectué
BH-04	20	Effectué	Non- effectué
BH-05	25	Effectué	Effectué
BH-06	20	Effectué	Non- effectué
BH-07	30	Effectué	Non- effectué
BH-08	30	Effectué	Non- effectué
BH-09	30	Non- effectué	Non- effectué

1.4.1.1. Forage carotté

Le sondage carotté c'est seule méthode pour obtenir des échantillons des sols et donne des informations visuelles sur terrain ainsi que en profond.

Le principe des sondages carottés est de venir découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place. Le découpage des terrains peut être fait par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif).

Les points de sondage doivent être suffisamment nombreux et profonds pour pouvoir définir sans ambiguïté les particularités géologiques du site.

Le code '**Eurocode 07**' dans **Annex B.3 1997-2**, a donné des spécifications sur la distance et la profondeur minimale pour les structure linéaires de génie civil (tunnel, canalisations, chemins de fer, routes).

Distance $D_{\text{sondage}}=20 -200$ mètre

A l'œil nu, le géotechnicien peut distinguer globalement les couches du terrain sur la base : couleur, odeur, consistance, origine géologique et pédologique.

1.4.1.2. Essai de pénétration au carottier

L'essai S.P.T ou « *Standard Pénétration Test* » consiste à faire pénétrer dans le sol par battage, un carottier de dimensions normalisées, à l'aide d'un mouton de ayant poids standard tombant en chute libre sur un train de tiges et compter le nombre de coups N_1 pour enfoncer une première fois le carottier de 15 cm, puis le nombre N_2 de coups pour enfoncer une seconde fois le carottier de 15 cm. Le paramètre mesuré est le nombre de coups total $N = N_1 + N_2$ [NF P 96-116] [ASTM D1586 / D1586M - 18]. Les résultats de cet essais permet ensuite et à l'aide des corrélations de définir les caractéristiques :

- Capacité portante pour les fondations
- Compacité des sables et leur angle de frottement interne tableau 1.03
- Liquéfaction des sables
- Résistance des sols à la compression simple

Tableau 1.03 Relation entre le nombre de coups SPT et l'état du sol non-cohérent (Fang, 1991)

Etat du sol	SPT	Indice de Densité I_D (%)	Angle de frottement interne	
			Peck <i>et al</i> 1974	Meyerbof 1956
Très lâche	<4	<20	<28	<30
Lâche	4-10	20-40	28-30	30-35
Moyennement compact	10-30	40-60	31-36	35-40
Compact	30-50	60-80	36-41	40-45
Très compact	>50	>80	>41	>45

Les résultats de SPT du tronçon D9 sont affichés en figure 1.06, les résultats montrent une tendance d'augmentation de valeur SPT avec la profondeur et oscillation des valeurs SPT entre 8 et 60.

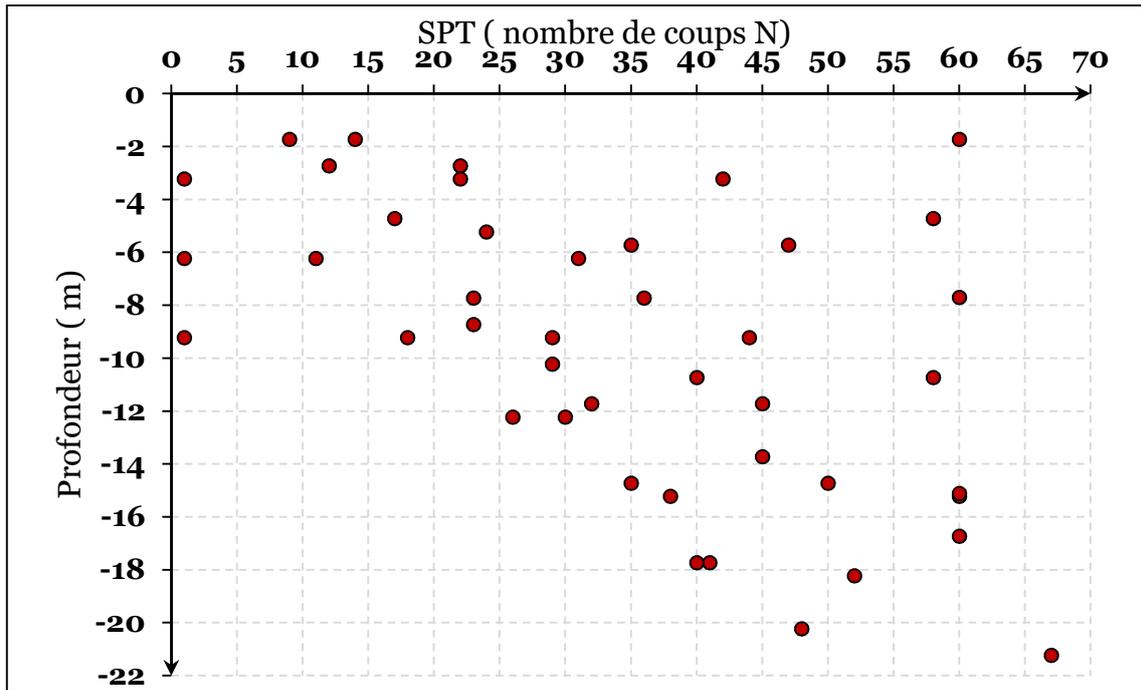


Fig. 1.06. Résultats de l'essai SPT de tronçon D9

Tableau 1.04 : Relation entre SPT et résistance à la compression des sols cohérents selon (Peck et Terzaghi, 1967)

N SPT	UCS (kg.cm ⁻²)	Résistance au cisaillement non- drainé (kPa) q_u	Consistance
<2	<0,25	<25	Très tendre
2-4	0,25-0,50	25 – 50	Tendre
4-8	0,50-1,00	50 – 100	Moyen
8-15	1,00-2,00	100 - 200	Raide
15-30	2,00-4,00	200 - 400	Très raide
>30	>4,00	>400	Dur
1 KGF/CM ²	9,80 N	98 KN/M ²	

1.4.1.3. Essai pressiométrique

Dans un forage réalisé préalablement, l'essai pressiométrique consiste à dilater radialement dans le sol une sonde cylindrique et mesurer la relation entre la pression appliquée au sol et le volume de la sonde par augmentation successive de pression pour chaque palier [NF P94-110-1] et [ASTM D4719-07].

Cet essai sur terrain sert à caractériser le comportement et les caractéristiques mécaniques du sol par la détermination de la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique du sol connu par "pression de fluage P_F " ; la pression correspondant à la rupture du sol en place "pression limite P_L " . et module de "déformation pressiométrique EP "qui correspond à l'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe pressiométrique nette et lié directement aux compressibilité et par conséquent au tassement de sols (figure 1.07 , figure 1.08).

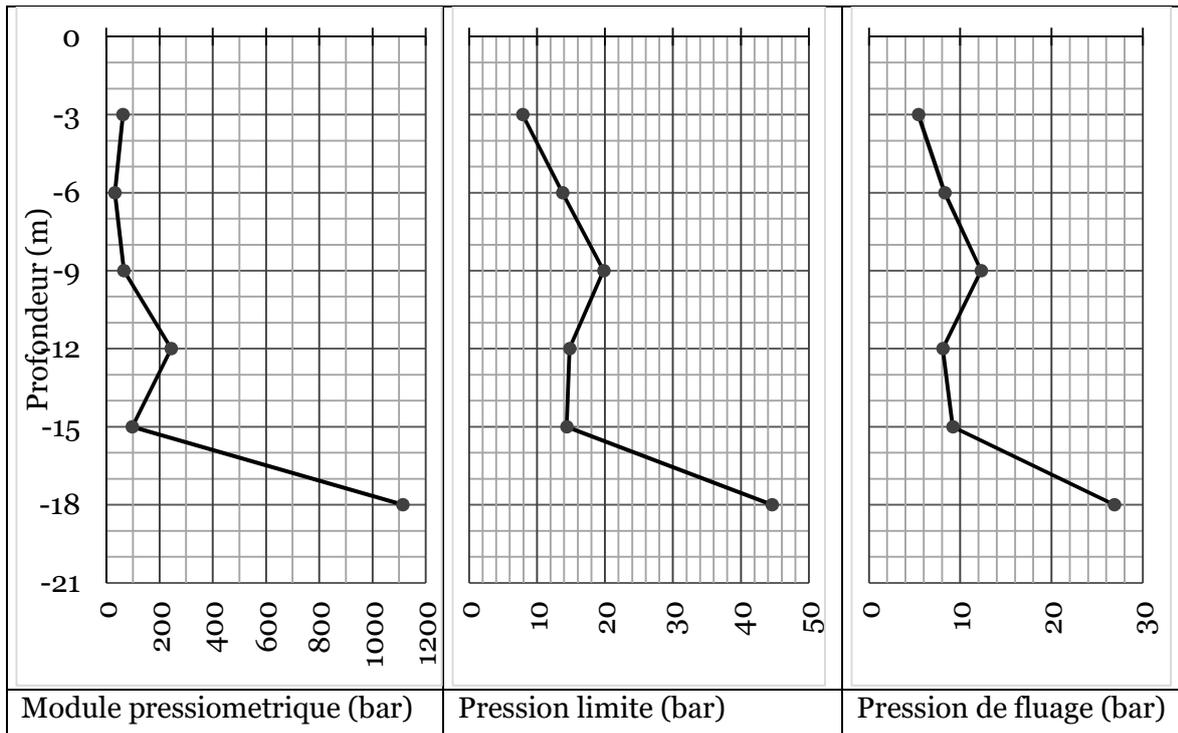


Fig. 1.07. Résultats du sondage pressiométrique de sondage BH 1

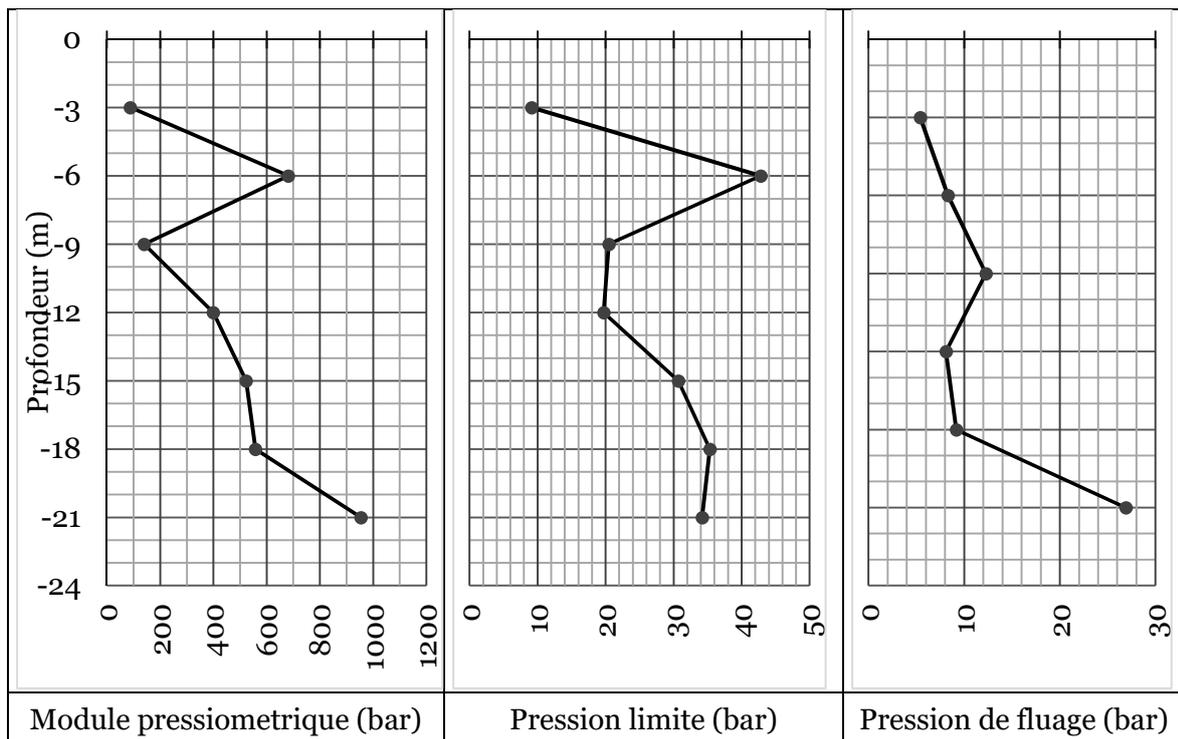


Fig. 1.08. Résultats du sondage pressiométrique de sondage BH 3

1.4.2. Essais de laboratoire

Dans diverses campagnes géotechniques ont été effectués plusieurs essais en laboratoire sur l'échantillon, notamment :

1.4.2.1. Teneur en eau

Après avoir récupéré les échantillons de sols, la « teneur en eau » est généralement le premier paramètre à déterminer au laboratoire. La masse volumique ou la masse volumique pondérale d'un sol, est le rapport de la masse d'eau évaporée par séchage, par la masse du sol sec.

Selon la classification géotechnique des matériaux [NF P 11-300], cet essai est valable pour les classes des matériaux : A1 / B1-B5 / C1A1 / C2A1 / C1B1-C1B5 / C2B1-C2B5 / D1, D2, D3 / R1, R2, R31, R4, R6 / F2, F3, F6, F8.

Pour les matériaux de classes : A2, A3 / B6 / C1A2, C1A3, C1B6 / C2A2, C2A3, C2B6 / R32, R33, R34 / F4.

Et n'est pas applicable pour les matériaux gypsifères, organiques ou très plastique.

1.4.2.2. Masse volumique sèche et humide

La masse volumique humide (Dh) d'un sol est le quotient de la masse (m) d'un échantillon du sol par le volume (V) qu'il occupe (y a compris les fluides qu'il contient) :

$Dh = m/V$; m : masse de l'échantillon humide / V : volume de l'échantillon.

Par contre la masse volumique sèche (Vs) se détermine après séchage du même échantillon (particules solides du sol), et consiste à mesurer seulement la masse volumique du squelette. $Ds = ms/V$; m : masse de l'échantillon après séchage.

La densité d'un sol (Dns) se diffère de la masse volumique sèche (Vs) dans le volume adopté, pour la densité le volume des particules solide (Vs) est adopté et obtenu par le pycnomètre.

$Dns = ms / Vs$; Vs : volume des particules solides.

1.4.2.3. Analyse granulométrique

La granulométrie dans un sol a pour objet la mesure de la taille grains et l'analyse de la distribution statistique des classes de tailles d'un échantillon.

En fait, il existe quatre classes granulométriques fondamentales (Verruijt ,2018 ; Laurence ,2009) :

Argile <0,002 mm ; < **limons** <0,063 mm ; < **sable** < 2 mm ; < **grave** <63 mm, mais en réalité un sol est constitué généralement au moins d'un mélange de deux classes avec des proportions variables. Ces proportions sont déterminées à l'aide de l'analyse granulométrique L'analyse granulométrique s'effectue par : tamisage, les méthodes

optiques, le tri par fluide ou les méthodes électriques mais dans la pratique de géotechnique le tamisage est le plus répandu.

Le tamisage d'un sol consiste à passer une masse d'échantillon préalablement préparé (lavage et passage par l'étuve) par une série de tamis normalisé. Et à mesurer ensuite le poids de sédiment retenu par les toiles de mailles de tamis calibrés.

Enfin, ces résultats sont portés sur un graphique semi-logarithmique ou ils construisent une courbe granulométrique, cette courbe est jugé d'après deux coefficients caractéristiques : Coefficient d'uniformité (ou Hazen) et coefficient de courbure. Les dimensions des grains ciblés par tamisage doivent être comprises entre 40µm et 25mm pour AFNOR.

Tableau 1.05 .Principaux groupes de sols suivant la granulométrie (Laurence ,2009).

Sols granulaires (sols non cohésifs)			Sols fins (sols cohésifs)		
grave	sable			limon	argile
	grossier	moyen	fin		
63 - 2 mm	2 - 0,63 mm	0,63 - 0,2 mm	0,2 - 0,06 mm	0,06 - 0,002 mm	< 0,002 mm

D'autres classification existent dans le monde selon la granulométrie à savoir: USDA (United States Department of Agriculture), USCS (Unified Soil Classification System), ASTM (American Society for Testing and Materials), AASHO (American Association of State Highway and Transportation Officials), LCPC /LPC modifié.

Selon le taux de chaque fraction (argile, limon, sable et graves) dans l'échantillon, les sols ont obtenus leurs appellations unifiées, figure 1.09.

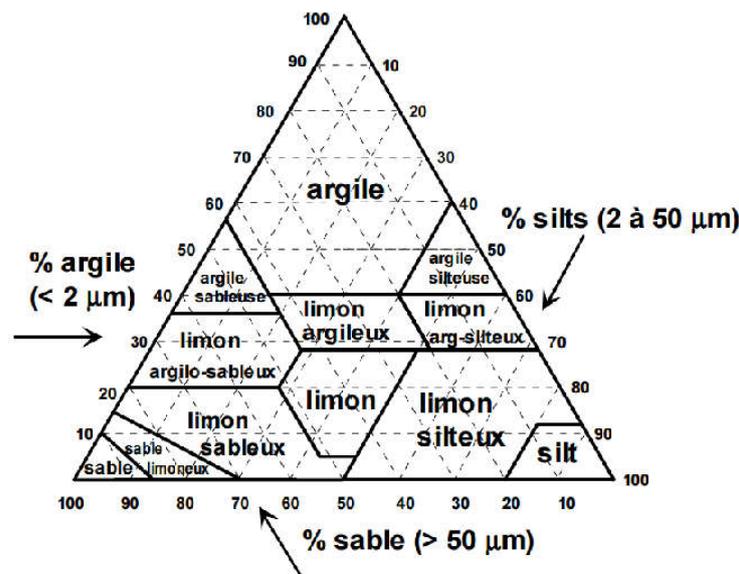


Fig. 1.09. Classification triangulaire des sols fins (Degoutte et Royet, 2009).

Tableau 1.06. Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour la section D9

	Profondeur	D_{MAX}	T_{grave}	T_{sable}	T_{limon}	T_{argile}
BH 1	1,70-2,00	20	24	10,92	65,08	
	4,7-5,1	20	17,28	12,99	69,73	
	6,2-6,6	20	29,28	6,88	63,84	
	9,8-10,2	5	3,12	20,56	76,32	
	12,5-13	5	4,88	36,96	58,16	
	15,5-15,9	16	9,88	1,08	89,04	
	20,5-21	20	69,88	19,12	11	
BH 2	7,00-7,50	5	1,69	32,51	38,1	27,7
	16,0-16,45	5	0,94	37,66	17,8	43,6
	21	2	10,39	89,61	9,09	
BH 3	7,1-7,5	5	2,76	8,76	88,48	
	8,9-9,3	5	4,48	3,24	92,28	
	10,4-10,8	2,5	2,08	4,64	93,28	
	11,2-11,6	2,5	2,76	43	54,24	
	13,6-14	2	3,36	7,8	88,84	
	15-15,6	5	1,92	8,8	89,28	
	18,5-18,9	16	14,56	31,84	53,6	
	21,2-21,5	5	5,88	22,8	71,32	
BH 4	6,25-6,69	2	1,68	25,72	51,1	21,5
	10-10,5	2	4,17	19,93	16,3	59,6
	15-15,45	2	2,25	70,15	18,5	9,1
BH 5	7-7,5	10	8,33	68,37	23,3	30
	12,5-12,90	10	20	46,5	33,5	17,2

1.4.2.4. Limites d'Atterberg

La consistance est une grandeur descriptive qui permet d'apprécier l'adhérence entre les grains fins d'un sol et l'aptitude d'un sol à se déformer sous différentes sollicitations. On constate que la variation de teneur en eau w entraîne un changement de consistance. En fonction de la teneur en eau, un sol est caractérisé par quatre états **figure 1.10**, ces états sont limités par les limites d'Atterberg (limite de retrait **LR**, limite de plasticité **LP**, limite de liquidité **LL**) :

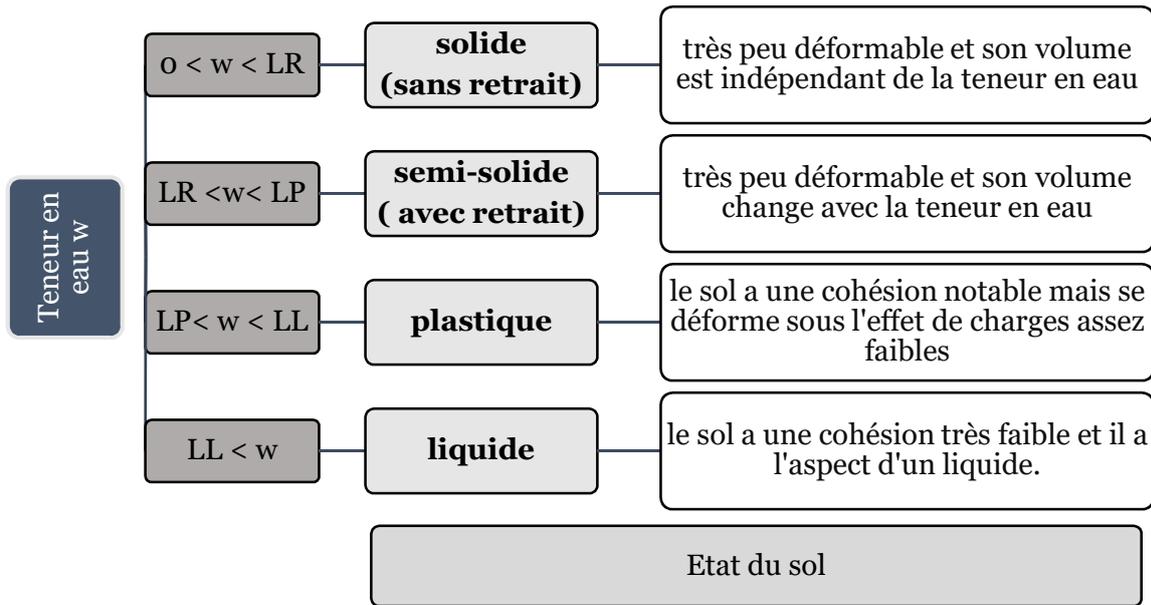


Fig. 1.10. Comportement du sol en fonction du taux d'humidité

Ces grandeurs sont des valeurs caractéristiques (intrinsèques) d'un sol dépendent sa composition minéralogique et des cations échangés.

En plus de ces limites, deux indices en plus caractérisent la consistance d'un sol, indice de plasticité **IP** défini par la différence entre les limites de liquidité et de plasticité, et indice de liquidité **IL** caractérise l'état d'un sol en fonction de teneur en eau naturelle w_0 . [Burmister](#) a proposé pour les sols la classification suivante en fonction de **IP** (Tableau 1.07).

Tableau 1.07. Classification des sols en fonction de leur indice de plasticité [Burmister \(1949\)](#)

Plasticité	non plastique	très faiblement plastique	faiblement plastique	moyennement plastique	plastique	très plastique
IP	0	1-5	5-10	10-20	20-40	>40

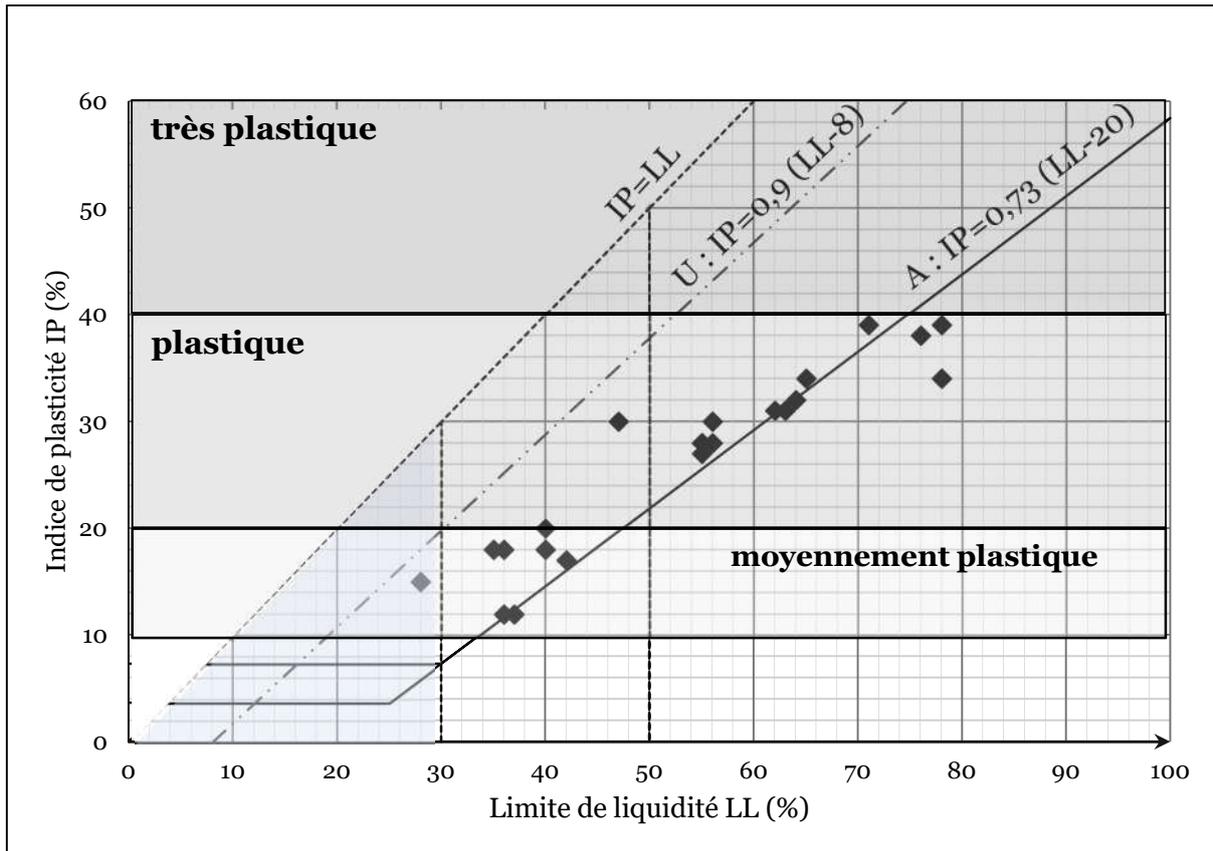


Fig. 1.11. Résultats d'essais de limites d'Atterberg de section D9

Les points situés en-dessus la ligne A de l'abaque de Casagrande représentent les échantillons inorganiques.

Les échantillons des sols montrent une plasticité comprise entre 10 et 40% correspondent moyenne à plastique.

1.4.2.5. Essai de cisaillement à la boîte

Il s'agit de déterminer expérimentalement la courbe intrinsèque et les paramètres de plasticité (rupture) d'un échantillon d'un sol. L'échantillon comporte trois éprouvettes au minimum de même dimensions (hauteur et diamètre) [NF P 94-071-1, NF P 94-071-2], [ASTM D3080 / D3080M - 11], [ASTM D6528 - 17].

Le cisaillement consiste à placer l'échantillon de sol entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre, et d'appliquer une force verticale au sommet de l'éprouvette qui crée une contrainte normale sur un plan horizontal. Dans un second temps, le piston provoque le déplacement à une vitesse constante en sens opposé les deux demi-boîtes, on mesure cet effort en fonction du temps et on peut ainsi calculer la contrainte de cisaillement dans le plan horizontal séparant les deux demi-boîtes.

A partir des mesures de déplacement de l'éprouvette : vertical ΔH et horizontal Δl , on peut déterminer en fonction du temps :

- La contrainte normale σ_n ;
- La contrainte tangentielle τ ;
- La déformation verticale $\Delta H/H_0 = \epsilon h$;
- La déformation horizontale $\Delta l/l = \epsilon l$.

Pour chaque contrainte normale imposée σ_{n1} , σ_{n2} et σ_{n3} , on construit deux courbes, la courbe **contraintes/déformation** figure 1.12 et la courbe intrinsèque contrainte **tangentielle/normale**, figure 1.13.

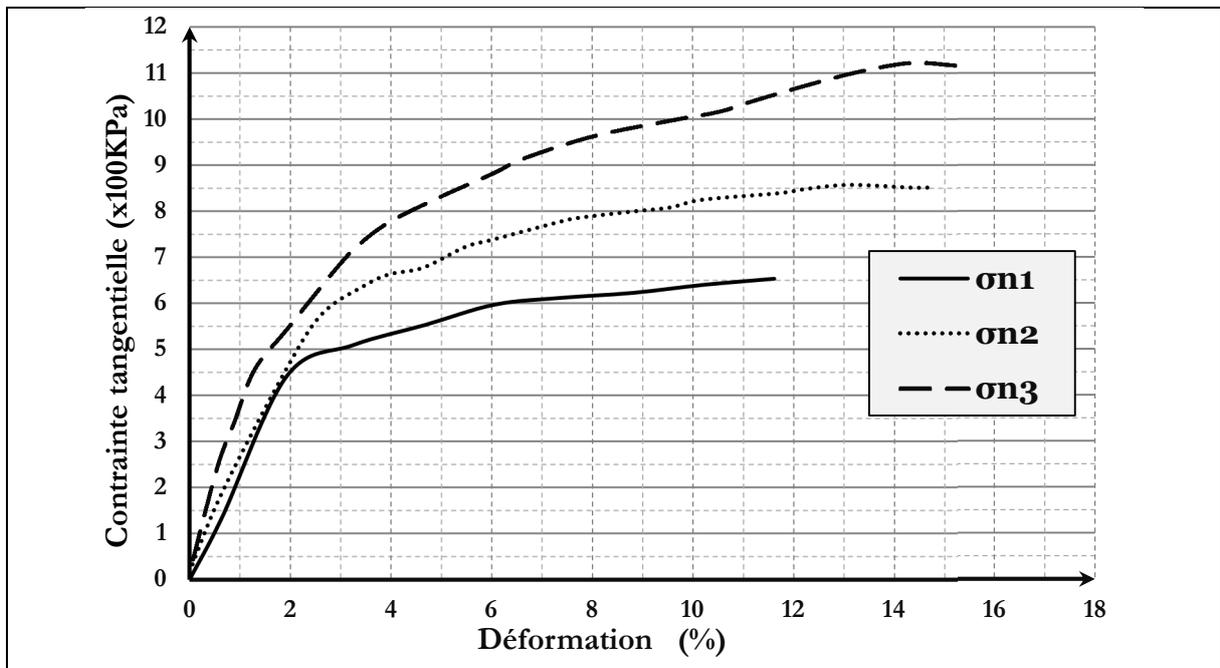


Fig. 1.12. Résultats de cisaillement à la boîte ($\sigma_3 - \sigma_{ni} = f(\text{déformation})$) pour BH-02 (Pr = 20.5-21) (courbe contraintes/déformation)

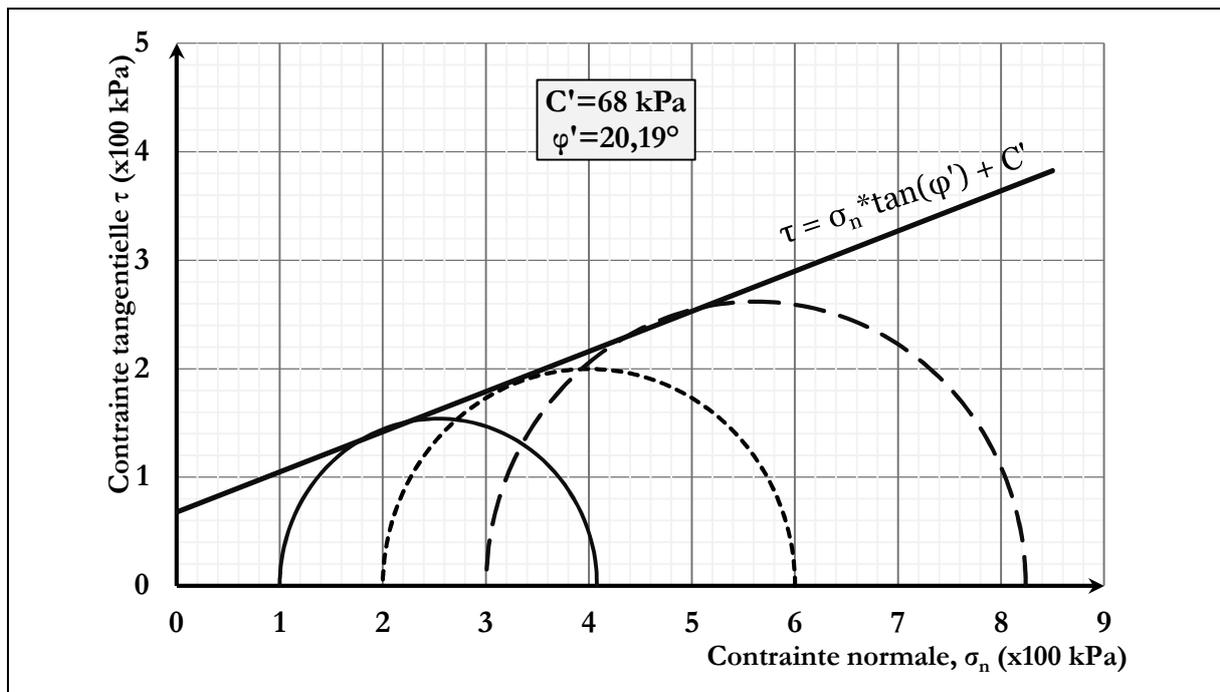


Fig. 1.13. Courbe intrinsèque contrainte tangentielle/normale dans plan Mohr (résultats de cisaillement à la boîte)

L'utilisation la plus courante de l'essai (en condition drainée ou non drainée) est la détermination des paramètres de rupture, cohésion et angle de frottement interne d'un sol (Zhan, et Ng, 2006) (Magnan, 1991). Les résultats de cisaillement sont récapitulés en tableau 1.08.

Tableau 1.08. Essais in-situ adoptés lors de la campagne géotechnique de section D9

	Profondeur (mètre)	Type d'échantillon	Cohésion effective N/m ²	Angle de frottement effectif	
BH-01	1,7 – 2,0	UU	35 000	0,859	
		CU	32 500	13,834	
	4,7 – 5,1	UU	32 000	1,575	
		CU	24 000	13,496	
	6,2 – 6,6	UU	33 000	0,859	
		CU	25 000	14,708	
	9,8 – 10,2	UU	33 000	1,432	
		CU	33 000	13,631	
	12,5 - 13,0	UU	38 000	0,859	
		CU	36 000	13,225	
	15,5 – 15,9	UU	40 000	0,931	
		CU	29 000	14,171	
	BH-02	7,1 – 7,5	UU	45 000	1,289
			CU	27 500	12,202
8,9 - 9,3		UU	38 000	0,573	
		CU	37 000	16,436	
10,4-10,8		UU	27 000	0,430	
		CU	22 000	12,134	
11,2-11,6		UU	39 000	0,859	
		CU	34 000	12,817	
13,6-14		UU	37 000	0,143	
		CU	33 000	13,225	
15-15,6		UU	42 000	0,215	
		CU	32 000	14,440	
18,5-18,9		UU	35 000	0,201	
		CU	35 500	14,373	
BH-04	3,3 - 3,70	UU	61	16,74	
	17,0 – 17,3	UU	67	9,3	
BH-05	13,4 – 13,7	CU	43	26	
	14,0 – 14,4	CU	22	21	
BH-07	7-7,5	CU	16 81	25,7	

Le type d'essai que l'on sélectionne est fonction du résultat recherché et du type de sol. L'essai triaxial de révolution est celui qui fournit habituellement les meilleurs résultats, car il permet le meilleur contrôle des paramètres, en particulier la mesure de la pression interstitielle.

1.4.2.6. Compressibilité à l'œdomètre

Pour décrire le comportement unidimensionnel des sols (tassement et le drainage), les essais œdométriques sont préférables. Le principe de l'essai de compressibilité est de placer un échantillon de sol dans une boîte aux parois extrêmement rigides, pour que les déformations latérales soient négligeables. Pour reproduire au plus près une compression purement verticale, on s'assure que le rapport hauteur-diamètre de l'échantillon est d'au plus 1 pour 3 [NF P94-090-1]. Comme le phénomène de consolidation suppose un drainage continu du sol, il est important que l'échantillon ne soit jamais entièrement sec. En cumulant les résultats des essais successifs de consolidation (couple de valeurs e, σ'), il est possible de tracer une courbe de compressibilité. Habituellement, la courbe de compressibilité a un forma logarithmique de tracer ces courbes dans un diagramme ($e, \log \sigma'$), Figure 1.14 (Jay et al., 2016).

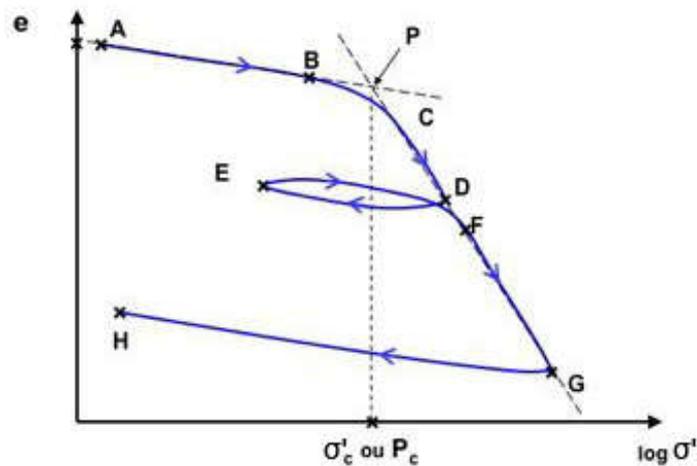


Fig. 1.14. Courbe schématique de compressibilité œdométrique [NF P94-090-1]

L'étude de la courbe de compressibilité permet de définir expérimentalement les paramètres de compressibilité. Théoriquement, la courbe passe par les chemins (phases) [NF P94-090-1] [ASTM D2435 / D2435M] :

- 1) une période de premier chargement (chemin ABCD),
- 2) puis peut procéder à un déchargement partiel (chemin DE),
- 3) deuxième phase de chargement (chemin EFG),
- 4) déchargement total (chemin GH).

Il faut bien se souvenir qu'il s'agit d'une courbe construite par points successifs. Les parties AB et CG sont des droites (ou peuvent être linéarisées), de même que DE ou FE et GH qui sont quant à elles parallèles entre elles et à la partie AB. En prolongeant la droite AB et la droite CG, on définit le point P qui correspond à un changement dans le comportement du sol. La partie AB, comme également les parties DEF ou GH sont dans le domaine surconsolidé.

La partie CG correspond au domaine normalement consolidé. Le point **P** est défini en abscisse comme la pression de consolidation du sol naturel notée **P_c** ou **σ'_c** : c'est une « mémoire » du chargement antérieur du sol et des déformations irréversibles qu'il a subi avant l'essai. En comparant cette valeur à la contrainte effective actuelle **σ'_{v0}** correspondant aux « poids de terres actuels », ce qui permet de distinguer les 3 cas :

- **σ'_{v0} ≅ P_c** sol normalement consolidé,
- **σ'_{v0} < P_c** sol surconsolidé,
- **σ'_{v0} > P_c** sol sous consolidé,

Et de définir le rapport de surconsolidation **O.C.R.** (over consolidation ratio) par l'équation 1.01 :

$$OCR = P_c / \sigma'_{v0} \quad (1.01)$$

Ensuite, l'indice de compression du sol **C_c** est défini comme la pente de la partie linéaire CG, et l'indice de gonflement (ou de décompression-recompression) **C_s** comme la pente des parties AB ou GH (Jay et al., 2016).

La partie de la courbe CG est dite la courbe « vierge » du sol, c'est celle qui correspond à un premier chargement d'un sol normalement consolidé. Il s'agit d'une courbe limite à droite de laquelle on ne rencontre pas d'état du sol, c'est une caractéristique intrinsèque d'un sol particulier. C'est pour cela qu'elle est reliée aux paramètres de nature des sols, tel que la limite de liquidité **L_L** (tableau 1.09).

Tableau 1.09. Corrélations entre paramètres d'identification et coefficient de compressibilité

Corrélation	Commentaires	Références
C_c = 0,007 (L_L - 10)	Sols remaniés	Skempton (1944)
C_c = 0,009 (L_L - 10)	Sols intacts	Terzaghi et Peck (1948)
C_c = 0,0186 (L_L - 30)	Argiles limoneux molle du Brésil	Cozzolino (1961)
C_c = 0,256 + 0,43 (e_o - 0,84)	Argiles de Brésil	
C_c = 0,01 (L_L - 13)	Argiles	USACE (1990)
C_c = 0,012 w_o		
C_c = (1 + e_o) [0,1 + 0,006 (w_o - 25)]		
C_c = 0,0115 w_o	Sols organiques	USACE (1990) et Azzouz et al. (1976)
C_c = 0,008 (L_L - 8.2)	Argiles Indiana Etats Unis	Lo et Lovell (1982)
C_c = 0,496 e_o - 0,195		
C_c = 0,0126 w_o - 0,162		
C_c = 0,4 (e_o - 0,25)	Argiles de Grèce et dans les Etats Unis	Azzouz et al. (1976)
C_c = 0,01 (w_o - 5)		
C_c = 1,15 (e_o - 0,35)	Tous types d'argiles	
C_c = 0,75 (e_o - 0,50)	Sols avec faible plasticité	

$C_c = 0,01 w_o$	Argile de Chicago	
$C_c = 0,0147 w_o - 0,213$	Argile de France	Balasubramaniam et Brenner (1981)
$C_c = 0,575 e_o + 0,241$		
$C_c = 0,21 + 0,008 L_L$	Argile molle de Bangkok	
$C_c = 0,22 + 0,29 e_o$		
$C_c = 0,008 w_o - 0,20$		
$C_c = 0,30 (e_o - 0,27)$	Argile limoneux inorganique	
$C_c = 0,54 (e_o - 0,35)$	Tous types d'argile	Nishida (1956)
$C_c = 0,5363 (e_o - 0,411)$	Argile d'Indiana Etats Unis	Goldberg <i>et al.</i> (1979)
$C_c = 0,01 w_o$	Argiles de Cannada	Koppula (1981)

C_c indice de compression, C_s et l'indice de gonflement (ou de décompression-recompression), P_c pression de consolidation du sol naturel, L_L limite de liquidité ; w_o : teneur en eau naturelle ; e_o : indice des vides naturel.

Kulhawy et Mayne ,(1990) ont suggéré que les corrélations basées sur la teneur en eau naturelle fonctionnent mieux que celles basées sur limite de liquidité ou indice de vides. (Koppula ,1981) a évalué la relation entre C_c et huit autres paramètres et a observé que celui avec le moins d'erreur est donné par (equ.1.02) :

$$C_c = 0,01 w_o \quad (1.02)$$

Kulhawy et Mayne (1990) classent les argiles en fonction de leur compressibilité en trois catégories : **faible**, **moyenne** et **forte** avec les valeurs : $C_c < 0,2$ / $0,2 < C_c < 0,4$ / $0,4 < C_c$ respectivement.

Tableau 1.10 . Essais in-situ adoptés lors de la campagne géotechnique de section D9

	Profondeur (mètre)	indice de compression C_c (%)	indice de gonflement C_s (%)	pression de consolidation du sol naturel P_c (KN/m ²)	
BH-01	1,7 – 2,0	1,0	Faible	03	200
	4,7–5,10	2,8	Moyenne	08	180
BH-02	7,1– 7,5	3,0	Moyenne	27	230
	8,9– 9,3	2,7	Moyenne	13	170
	10,4–10,8	9,0	Forte	01	270
	11,2–11,6	0,6	Faible	005	110
	13,6–14	1,0	Faible	04	190
	18,5–18,9	0,5	Faible	02	85
	15–15,6	0,5	faible	01	100

1.4.2.7. Analyse Chimique du Sol

L'analyse chimique des sols est l'un des paramètres qui caractérisent la nature d'un sol, cet analyse comprend habituellement : taux de matières organiques MO, teneur en Carbonate et autres [P 94-058] et [XP P 94-047].

a) Matières Organiques

Teneur en matières organiques est un facteur important qui peut modifier de manière très significative le comportement d'un sol. Il convient de la mesurer dès que l'on soupçonne sa présence (en général visuellement ou grâce à l'odeur). Par définition **la teneur de matières organiques** : Quotient de la masse de matières organiques contenues dans un échantillon de sol par la masse des particules solides.

L'essai consiste à déterminer, par un procédé chimique, la teneur en carbone d'un échantillon de sol. Après préparation, une prise d'essai est mélangée à une solution oxydante de caractéristique et de quantité connues. Une fois l'oxydation réalisée, il est procédé au dosage de la quantité de produit qui a réagi avec le carbone contenu dans l'échantillon [NF P 94-055].

La teneur de matières organiques est évaluée d'une façon conventionnelle par application d'un facteur à la teneur en carbone ainsi déterminée.

Tableau 1.11 . Qualificatif selon la teneur en matières organiques d'après AFNOR

Teneur en matières organiques (%)	Qualificatif
$MO \leq 3$	non organique
$3 < MO \leq 10$	faiblement organique
$10 < MO \leq 30$	moyennement organique – à matière organique amorphe – à matière organique semi-fibreuse – à matière organique fibreuse
$MO > 30$	très organique – à matière organique amorphe – à matière organique semi-fibreuse – à matière organique fibreuse

Lorsque le taux de matières organiques excède le 10%, il est essentiel d'évaluer le degré de décomposition des matières organiques grâce au test empirique d'humification de Von Post.

Tableau 1.12. Classification de Von Post (basée sur le degré de décomposition)
(d'après Barnes - 1995)

H1	pas de décomposition
H5	décomposition modérée (structures végétales visibles)
H8	décomposition très avancée (structures végétales pratiquement disparues)
H10	décomposition complète

Pour un sol en place, un pourcentage significatif de matières organiques entraîne souvent des phénomènes de consolidation secondaire notables.

b) Carbonates

Teneur massique en carbonate d'un matériau : Par convention, la teneur massique en carbonate d'un matériau est le rapport entre la masse de carbonate contenue dans le matériau et la masse de matériau sec. [NF P 94-048]

L'essai consiste à déterminer le volume de dioxyde de carbone (CO₂) dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique en excès (dans des conditions de température et de pression atmosphérique connues) par un échantillon préparé pour l'essai.

La réaction du sol (non pollué) en présence d'acide chlorhydrique dilué se traduit par une effervescence qui permet d'indiquer déjà s'il s'agit de sol marneux, de sol calcareux ou non :

- a) effervescence très vive et prolongée. Les bulles de gaz forment une écume abondante : ce qui indique que le matériau a une teneur en carbonate supérieure à 25 % ; à 30 % ;
- b) effervescence vive mais non soutenue. Les bulles de gaz forment une couche peu épaisse mais plus ou moins continue : ceci correspond à un matériau faiblement marneux, pour lequel la teneur en carbonate est comprise entre 10 % et 30 % ;
- c) effervescence visible mais modérée. Les bulles de gaz sont assez nombreuses : ce qui conduit à une teneur en carbonate du matériau comprise généralement entre 2 % et 10 % ;
- d) effervescence audible et quelques bulles de gaz seulement après quelques secondes : la teneur en carbonates est faible (en général < 2 %) ;
- e) aucune effervescence visible ou audible : le matériau ne contient pas d'éléments carbonatés.

Tableau 1.13. Qualificatif selon la teneur en carbonate d'après AFNOR

Teneur en carbonates (%)	Qualificatif
$0 \leq C_{ca} < 10$	non marneux
$10 \leq C_{ca} < 30$	faiblement marneux
$30 \leq C_{ca} < 70$	marneux
$70 \leq C_{ca} < 90$	calcaro-marneux
$90 \leq C_{ca} \leq 100$	calcareux, crayeux *)
*) La distinction entre calcareux et crayeux se fait à partir de l'origine géologique.	

Sur la bases des tableaux (Tableau 1.12 et Tableau 1.13) ; les résultats d'essais (tableaux 1.14), montrent les sols rencontrés sont d'origine marneux :

Tableau 1.14. Résultats des essais des paramètres de nature

Sondage	Profondeur (m)	M.O (%)	Chlorures ppm	Sulfates SO ₄ ppm	Carbonates (CaCO ₃) (%)
BH-01	1,70 -2,0	2,8	60	60	25,09
	4,7 -5,1	3,9	410	30	20,73
BH-02	7,1 -7,5	2,56	40	10	29,08
	8,9 – 9,3	2,63	110	0	12,5
	10,4 – 10,8	3,56	50	10	18,42
	11,2 – 11,6	2,75	60	10	22,75
	13,6 – 14,0	3,08	60	0	21,65
	15,0 – 15,6	1,1	70	10	21,04
	18,5 – 18,9	0,19	670	10	29,86

- La teneur en carbonates 10% -30%, reflète que les échantillons sont des argiles marneuses.
- Les chlorures dépassent le seuil maximal admis pour l'attaque des aciers fixé à 100 ppm, dans le cas d'implantation d'ouvrages armés au droit de ces sondages et aux profondeurs indiquées il est nécessaire d'opter pour un béton très compact en adoptant en plus un enrobage suffisant de manière à protéger judicieusement les armatures.
- L'absence des sulfates révèle un niveau d'agressivité nul.

1.5. Unités stratigraphiques

Sur la base des résultats des essais faites lors de campagne géotechniques de section D9 et l'expérience des projets des sections antérieures, le tunnel traverse lors de son construction deux unités litho-stratigraphique : Quaternaire et Tertiaire.

1.5.1. Quaternaire et dépôts récents

Le Quaternaire consiste pour la plus grande partie en sédiments argileux et cohésifs, qui peuvent atteindre des épaisseurs métriques, spécialement dans la partie moyenne du tracé du tunnel. Il est formé essentiellement de trois couches majeures intercalés et difficile à différencier entre eux figure 1.15.

Les dépôts supérieures de cette unité litho-stratigraphique, parfois d'une épaisseur variable de quelques mètres, se compose des dépôts récents, moyennement compacté et consolidés, avec une faible cohésion (**RX – Remblais**). Elle est riche en éboulis, fortement remaniée et peut être issue de changements anthropogènes, de même qu'elle peut contenir des débris de matériaux de construction. Pour des grandes zones, il est difficile de différencier entre les matériaux de remplissage d'origine anthropogène et les sédiments quaternaires, situés en dessous.

Les dépôts quaternaires au-dessous des dépôts anthropogène sont caractérisés par une prédominance des argiles sableux et limoneux et des sables limoneux et dans un plus

grand part légèrement argileux subordonné (**QA – Quaternaire argileux, QS – Quaternaire sableux**).

Les argiles jaunâtres, rougeâtres et brunâtres montrent une bonne consistance, et due à leur teneur sableux et des conditions sèches présumées, une plasticité modérât (**QA – Quaternaire argileux**).

La couche plus ancienne du Quaternaire se compose principalement de marnes grises et légèrement sableux (**QM – Quaternaire marneux**). Comme cette unité stratigraphique est la plus rencontrée lors du percement du tunnel, elle la plus riche en matière d'essais d'identification figure 1.15.

Ils forment la limite inférieure du Quaternaire, et séparent les sédiments Quaternaire de sédiments Tertiaire.

De minces couches de grès sont intercalées de manière répétée et d'une façon irrégulière dans les sédiments du Quaternaire. Les types des sols rocheux dans les dépôts du Quaternaire sont caractérisés par des bancs d'épaisseur variable au-dedans des sédiments sableuse. À l'exception du tronçon Hai El Badr, les grès présumable ne forment pas une couche continue sur le long du tracé. Pour cette raison, les grès n'ont pas été différenciés en vue d'un type de sol indépendant, mais incorporer dans l'unité homogène (type de sol) des sables Quaternaires (QS) ([Hypothèse Géotechnique D9](#)).

1.5.2. Tertiaire - Molasse

Il est caractérisé par des dépôts marins peu profonds, représentés par une succession lithologique qui comprend, de manière générale, de la base vers le haut les faciès suivants : marno-sableuse, calcaro-gréseuse, sablo-limoneuse et sablo-argileuse, dénommée Molasse Astienne. Ces faciès présentent des intercalations et des fréquents changements latéraux. Elles ont été considérées au cours de l'étude géologique de la section D9 comme, **TS (Sables et sables argileux avec des niveaux de conglomérats et des bancs de grès)**.

De minces couches de grès sont intercalées de manière répétée et d'une façon irrégulière dans les sédiments de la molasse. La sédimentation de ces niveaux est très irrégulière et discontinue et renferme des lentilles irrégulières de sables grossiers et de graviers, ainsi que des passées de conglomérats et de bancs gréseux de 10 à 30 centimètres d'épaisseur.

La documentation des forages précédents déforme alors légèrement les conditions réelles. Il est possible de supputer que le taux de volume des sables consolidés est nettement plus élevé que ce que l'analyse de la documentation des forages porte à croire.

En dessous de cette couche, l'unité **TG** se présente en massif de Grès hétérogène et irrégulier de forme : fin avec un ciment carbonaté, Grés friable, Grés débite en galets qui passent a grés fin et dur, et Grés moyen à bancs de 5 à 70 cm.

On note que dans la partie médiane, la formation tertiaire est complètement déstructurée et désagrégée en sable et galets. Dans la documentation des forages, ces grès sont souvent décrits seulement comme des minces intercalations dans les sédiments sableux à argilo-sableux de la molasse, ou bien comme des graviers gréseux dans une matrice sableuse.

Apparemment les sables bien consolidés de la molasse s'érodent pendant le forage en cours, ou sont érodés par des concrétions singulières directement dans le tube de forage. C'est pour cela que des carottes récupérées en continu forment des exceptions.

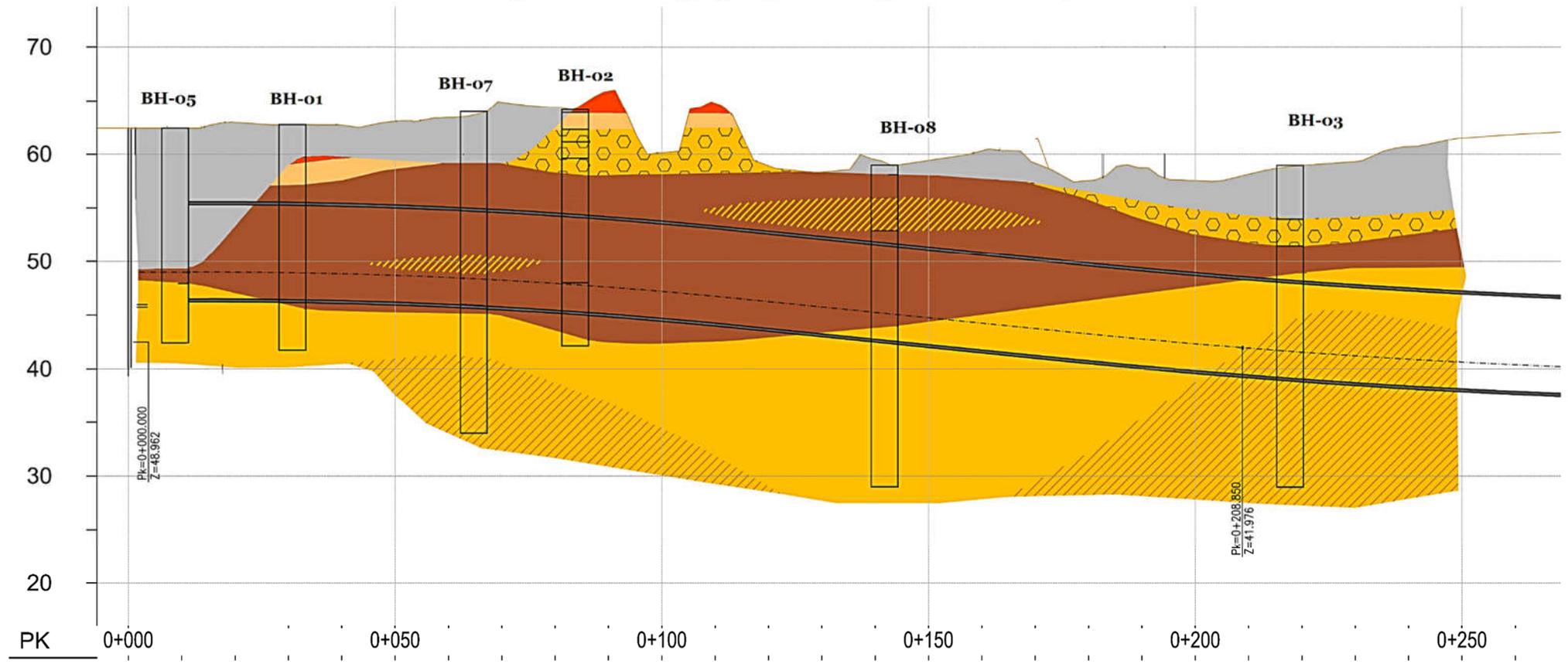
Il est probable, qu'aussi une grande partie des grès friables soit dissoute pendant l'opération de forage, ou érodés dans le tube par des composants plus durs, de manière comparable à ce qui fut le cas pour les sables consolidés.

D'après l'examen des affleurements, il est évident, que la quantité des grès, au sein de la molasse est probablement nettement plus élevée que la documentation des campagnes de forage précédentes ne porte à croire. La cohésion de la roche et le grade d'érosion des grès au sein de la molasse varient très fortement. Des conglomérats durs, bien cimentés, avec une taille variable de composants ont été percés par des nombreux forages. Les types des sols rocheux dans les dépôts du Tertiaire sont caractérisés par des bancs d'épaisseur variable au-dedans des sédiments sableuse. À l'exception du tronçon Hai El Badr, les grés présumable ne forment pas une couche continue sur le long du tracé. Pour cette raison, les grés n'ont pas été différenciés en vue d'un type de sol indépendant, mais incorporer dans l'unité homogène (type de sol) des sables Tertiaires (TS).

1.5.3. Conditions tectoniques

La formation des chaînes alpines méditerranéennes y compris le tronçon algérien est liée à la dérive et la rotation de la plate-forme continentale de l'Afrique par rapport à l'Eurasie depuis le Jurassique. Les bassins de Mitidja ainsi que ceux de Chéelif et de Seybouse sont structurés pendant les dernières étapes de la tectonique Alpine. Les résultats des mouvements tectoniques se trouvent dans des formations des grandes nappes dans les montagnes européennes et dans l'Atlas Tellien et dans des plusieurs failles tectoniques normales et inverses dans la région d'Alger. Dans le socle métamorphique dans la région d'Alger des failles de type normal et inverse avec une orientation NE-SW à ENE-WSW sont observable. Une continuation des failles normales dans des sédiments du Quaternaire et Tertiaire est supposé.

Coupe litho-stratigraphique en long de la section D9



LEGENDE

STRATIGRAPHIE (Profil)

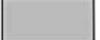
R		Remblais	Q _s		Argile sableuse / sable argileuse avec galets	T _s		Sable jaune a marron avec passage de grés
Q _{AR}		Argiles rouge ou brune		Marne jaune d'El Harrach				
Q _A		Argiles jaune a kaolin	Q _M		Argile et marne jaune (* Passages sableuses et graveleuses par niveaux	T _G		Grés à ciment carbonaté de faible cohésion déstructurés en petits blocs parfois se réduisant complètement en sable, avec niveaux de grés vacuolaire y sont intercalés avec des grés blanchâtres coquillés. Présence de niveaux de grés fin massif.

Fig. 1.15. Coupe litho-stratigraphique de tronçon D9 (modifié d'après le plan effectué par société de Cosider TP)

1.6. Valeurs caractéristiques

Les résultats des essais effectués lors de la campagne géotechnique du tronçon D9, et les campagnes précédentes révèlent une grande variation des valeurs. Ces variations peuvent affecter par conséquent la fiabilité des résultats d'analyses numériques.

Pour le but d'avoir des paramètres représentatifs, un traitement statistique est indispensable pour obtenir des valeurs caractéristiques de chaque couche stratigraphique. Ce traitement préalable des données permet aussi de signaler et retirer les valeurs aberrantes (tableau 1.15 – 1.19).

Tableau 1.15. Résultats de traitement statistique pour unité remblais (RX)

RX (remblais)							
Paramètre (nombre d'essais effectués)	Unité	Moyen	Médiane	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart type	Valeur caract.
Humidité naturelle (5)	%	18,16	15,71	13,80	24,00	5,16	15,71
Masse volumique humide (5)	kN/m ³	21,01	21,58	19,80	21,70	0,90	21,58
Masse volumique sèche (5)	kN/m ³	17,85	18,65	16,00	19,10	1,52	18,65
Tau des fines (4)	%	71,63	71,5	65,08	78,45	5,47	71,00
Limite de liquidité (5)	%	53,58	54,32	45,30	62,00	8,12	54,32
Limite de plasticité (5)	%	25,13	25,51	21,07	31,00	4,21	25,51
Indice de plasticité (5)	%	27,80	25,82	24,10	34,00	4,47	25,82
Indice de compression C_c (1)	%	12,97	12,97	12,97	12,97	12,97	12,97
Pression de consolidation du sol naturel P_c (1)	kN/m ²	342	342	342	342		342
Cohésion effective (1)	kN/m ³	32,5	32,5	32,5	32,5		32,5
Angle de frottement interne effectif (1)	degré	14,00	14,00	14,00	14,00		14,00

Tableau 1.16. Résultats de traitement statistique pour unité quaternaire sableux (QS)

Paramètre (nombre d'essais effectués)	Unité	Moyen	Médiane	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart type	Valeur caract.
Humidité naturelle (7)	%	18,06	18,90	11,37	24,50	4,39	18,90
Masse volumique humide (7)	kN/m ³	20,24	20,10	17,50	22,00	1,51	20,10
Masse volumique sèche (7)	kN/m ³	17,49	18,04	14,40	19,20	1,56	18,10
Tau des fines (11)	%	25,87	26,70	6,00	54,00	14,11	29,57
Limite de liquidité (3)	%	40,37	39,00	37,20	44,90	4,03	39,00
Limite de plasticité (5)	%	21,21	19,41	15,51	29,00	5,13	19,41
Indice de plasticité (3)	%	19,84	19,59	18,23	21,70	1,75	19,59
Indice de compression C_c (3)	%	8,13	8,20	6,86	9,35	1,25	8,20
Pression de consolidation du sol naturel P_c (3)	kN/m ²	331	377	156	460	157	377
Cohésion effective (3)	kN/m ³	10,67	4,00	1,00	27,00	14,22	4,00
Angle de frottement interne effectif (3)	degré	23,00	25,00	13,00	31,00	9,16	25,00
Module de Rechargement (3)	MN/m ²	63,33	50,00	44,00	96,00	28,45	50,00
Module de rigidité (3)	MN/m ²	39,33	31,00	27,00	60,00	18,00	31,00

Tableau 1.17. Résultats de traitement statistique pour unité quaternaire argileux (QA)

Paramètre (nombre d'essais effectués)	Unité	Moyen	Médiane	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart type	Valeur caract.
Humidité naturelle (69)	%	17,79	18,00	10,00	26,67	3,71	18,00
Masse volumique humide (64)	kN/m ³	21,00	21,04	18,67	22,85	0,79	21,00
Masse volumique sèche (66)	kN/m ³	17,76	17,70	15,40	19,97	1,06	17,90
Tau des fines (50)	%	77,49	76,57	45,21	100	16,65	78,6
Limite de liquidité (51)	%	45,52	44,81	16,50	78,00	11,72	45,45
Limite de plasticité (50)	%	23,42	23,27	14,00	36,00	5,18	22,74
Indice de plasticité (51)	%	23,06	22,88	9,00	42,00	7,81	22,72

Indice de compression C_c (26)	%	12,88	12,79	6,26	19,28	3,51	12,79
Pression de consolidation du sol naturel P_c (26)	kN/m ²	2,51	2,34	1,60	3,96	0,69	2,56
Cohésion effective (30)	kN/m ³	76,71	82,00	22,50	130,0	28,33	80,00
Angle de frottement interne effectif (30)	degré	14,58	13,25	6,00	32,00	6,50	12,00
Résistance à la compression (11)	kN/m ²	302,5	317,0	187,0	462,0	84,23	317,0
Module de Rechargement (23)	MN/m ²	27,18	25,50	17,00	49,00	9,13	27,00
Module de rigidité (23)	MN/m ²	16,95	16,00	10,00	31,00	5,78	17,00

Tableau 1.18. Résultats de traitement statistique pour unité quaternaire marne (QM)

QM							
Paramètre (nombre d'essais effectués)	Unité	Moyen	Médiane	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart type	Valeur caract.
Humidité naturelle (87)	%	19,31	19,10	10,82	29,13	3,73	19,10
Masse volumique humide (85)	kN/m ³	20,84	20,98	19,30	22,23	0,65	20,83
Masse volumique sèche (84)	kN/m ³	17,39	17,50	15,01	19,67	1,04	17,44
Tau des fines (69)	%	83,66	89,04	42,75	100,0	15,94	82,93
Limite de liquidité (91)	%	47,16	47,00	9,00	80,00	14,87	46,46
Limite de plasticité (91)	%	23,66	23,44	9,00	39,00	5,66	23,45
Indice de plasticité (91)	%	22,95	21,50	6,51	41,00	9,12	23,01
Indice de compression C_c (22)	%	11,75	12,02	6,49	18,40	2,98	11,77
Pression de consolidation du sol naturel P_c (19)	kN/m ²	272	243	161	498	0,99	269
Cohésion effective (43)	kN/m ³	57,82	42,00	22,00	150,0	32,69	58,00
Angle de frottement interne effectif (43)	degré	16,16	14,60	7,00	32,00	6,56	16,00
Résistance à la compression (10)	kN/m ²	284,8	286,0	105,0	503,0	110,6	275,0
Module de Rechargement (28)	MN/m ²	19,62	19,00	9,00	39,00	8,32	19,00
Module de rigidité (28)	MN/m ²	31,40	31,00	14,00	62,00	13,37	31,00

En général les résultats obtenues pour des types des sols cohésifs sont très faibles et se désaccordent avec les résultats des essais in-situ, et des résultats des essais en plaque exécuté durant l'exécution des anciens ouvrages de la Ligne 1 – Extension B lesquels montrent des valeurs parfois triples.

Tableau 1.19. Résultats de traitement statistique pour unité tertiaire sable (TS)

Paramètre (nombre d'essais effectués)	Unité	Moyen	Médiane	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart type	Valeur caract.
Humidité naturelle (11)	%	17,64	17,98	7,73	29,58	5,70	17,98
Masse volumique humide (10)	kN/m ³	20,63	20,93	18,80	21,84	1,05	20,86
Masse volumique sèche (10)	kN/m ³	17,33	17,41	15,15	19,00	1,48	17,3
Tau des fines (29)	%	25,34	27,48	7,80	48,00	11,87	26,46
Limite de liquidité (11)	%	38,13	31,40	23,06	65,00	15,41	31,40
Limite de plasticité (11)	%	20,37	18,00	15,00	31,00	5,83	15,30
Indice de plasticité (11)	%	17,76	16,10	6,99	35,00	10,07	16,10
Indice de compression C_c (3)	%	11,41	11,25	11,09	11,90	0,43	11,25
Pression de consolidation du sol naturel P_c (3)	kN/m ²	264,0	240,0	183,0	369,0	0,95	240
Cohésion effective (3)	kN/m ³	23,66	30,00	9,00	32,00	12,74	32,00
Angle de frottement interne effectif (3)	degré	23,80	29,00	12,40	30,00	9,88	29,00
Résistance à la compression (1)	kN/m ²	111,0	111,0	111,0	111,0		111,0
Module de Rechargement (2)	MN/m ²	44,00	44,00	41,00	47,00	4,24	41,00
Module de rigidité (2)	MN/m ²	70,00	70,00	65,00	75,00	7,07	75,00

1.7. Conclusion

Les conditions de creusement des tunnels en milieux urbains s'avèrent de plus en plus complexes. Les études géotechniques sont d'une importance capitale pour la durabilité des projets et la sécurité des travaux. D'un point de vue géotechnique, les terrains rencontrés sont souvent meubles, hétérogènes et de faibles résistances mécaniques. Ces particularités compliquent les travaux et rendent les projets de tunnel un vrai défi pour les experts. Alors que les essais de laboratoire peuvent définir les propriétés pertinentes du sol, les essais in-situ servent à déterminer la distribution spatiale des caractéristiques. Sur la base des données géotechniques, il est possible de construire un modèle géométrique numérique.

Comme le terrain est d'une nature hétérogène, l'utilisation des paramètres géomecaniques sans passage à un traitement statistique préalable mènent à des résultats douteux.

Les essais effectués dans la campagne d'exploration géotechnique de *Metro d'Alger* ont permis de définir la puissance de chaque couche et ses paramètres géomecaniques. Les valeurs obtenues montrent que le terrain exploré est d'une nature meuble avec alternance de couches de sol argileuses moyennement consolidées. Même ces unités stratigraphiques sont argileuses, mais elles ne possèdent pas les mêmes caractéristiques en matière d'argilosité et paramètres mécaniques.

Chapitre 02 : Comportement mécanique des sols

2.1. Introduction

Il devrait être clair que les problèmes de creusement de tunnels ne peuvent être résolus que si le comportement mécanique des matériaux impliqués (sol, béton projeté, etc.) est suffisamment compris. Cela ne peut être réalisé que dans le cadre d'une loi de comportement appropriée. Ces lois sont des expressions mathématiques qui relient les contraintes et les déformations. Compte tenu de la complexité des matériaux impliqués, les équations constitutives peuvent être très complexes et souvent source de confusion. Il convient de garder à l'esprit que les équations constitutives ne sont pas seulement implémentées dans des schémas de simulation numériques, mais elles permettent aussi également de détecter et de décrire le comportement du matériau.

En raison de la complexité du comportement réel du sol, un modèle constitutif unique pouvant décrire toutes les facettes du comportement avec un nombre raisonnable de paramètres d'entrée, n'a pas été achevé. Par conséquent, il existe de nombreux modèles de sol disponibles, chacun présentant des avantages et des inconvénients différents.

Les nombreuses solutions existantes basées sur la théorie de l'élasticité linéaire peuvent être remises en question compte tenu du fait que le terrain ne respecte pas dans la plupart des cas les hypothèses de cette théorie. D'un autre côté, il faut tenir compte du fait que l'élasticité linéaire isotrope est l'équation constitutive la plus simple qui puisse être appliquée à un matériau solide. Ainsi, il permet de trouver des solutions analytiques qui servent de références.

2.2. Contraintes et déformations des sols

Contrainte « σ » grandeur physique égale à une intensité de force « ∂F » par unité de surface « ∂A » (de solide) sur laquelle elle s'applique. D'où l'unité égale est le Pascal (1 Pa = 1 N/m²).

$$\sigma = \partial F / \partial A \quad (\partial A \rightarrow 0) \quad (2.01)$$

Si l'état de contrainte est uniformément distribué sur la totalité du corps :

$$\sigma = F/A. \quad (2.02)$$

Deux indices sont nécessaires pour définir une contrainte. Le premier indice désigne la normale au plan sur lequel la force agit connue par 'contrainte normale', et le second indice identifie la direction de la force (parallèle au surface de chargement) ou 'contrainte tangentielle'.

Au titre d'exemple, une contrainte de traction dans la direction x est notée σ_{xx} indiquant que la force est dans la direction x et qu'elle agit sur un plan normal à x . Pour une contrainte de cisaillement, σ_{xy} , une force dans la direction y agit sur un plan normal à x .

Pour décrire suffisamment l'état des contraintes appliquées sur un point donné dans le système cartésien (figure 2.01), neuf composantes sont nécessaires, comme illustré sur (figure 2.01). La composante de contrainte, $\sigma_{yy} = Fy / Ay$, décrit la contrainte de traction dans la direction y . La composante de contrainte, $\sigma_{zy} = Fy / Az$, est la contrainte de cisaillement causée par une force de cisaillement dans la direction y agissant sur un plan normal à z . Par écriture tensoriel, l'état de la contrainte peut être exprimé par équation 2.03 (Hosford, 2009).

$$\sigma_{ij} = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{yx} & \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} & \sigma_{zy} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} \end{pmatrix} \quad (2.03)$$

Les éléments du matrice avec $i=j$ ($\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$) représentent les contraintes normales, alors que, celles avec $i \neq j$ représentent les contraintes de cisaillement.

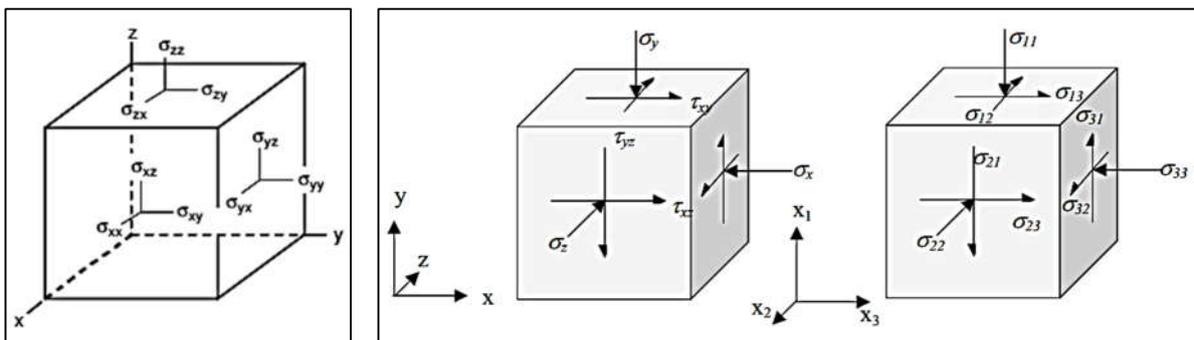


Fig. 2.01. Les neuf composantes pour décrire état de contrainte (trois types de notation)

Dans le cadre de la mécanique des milieux continus, les sols sont modélisés comme des milieux poreux *multi-phasiques*. Une telle théorie a d'abord été développée par [Biot, \(1955\)](#) pour des matériaux élastiques, ([Prévoist, 1980](#)), l'a étendue pour des matériaux non-linéaires (élastoplastique) et aux grandes déformations.

Pour un tel milieu le tenseur des contraintes est alors scindé en deux contributions : une contribution due au squelette solide (on parle de contraintes effectives) et une contribution isotrope due aux deux autres phases du matériau. Dans le cas d'un **sol saturé** (milieu bi-phasique) on utilise la décomposition classique de Terzaghi (1943) :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.04)$$

Où σ est le tenseur des contraintes totales, σ' est le tenseur des contraintes effectives et u la pression de l'eau dans le sol, appelée pression interstitielle. Les contraintes effectives ne sont pas déviatoires. Et comme u une contrainte neutre, qui agit dans l'eau et le solide avec la même intensité, dans toutes les directions, figure 2.02.

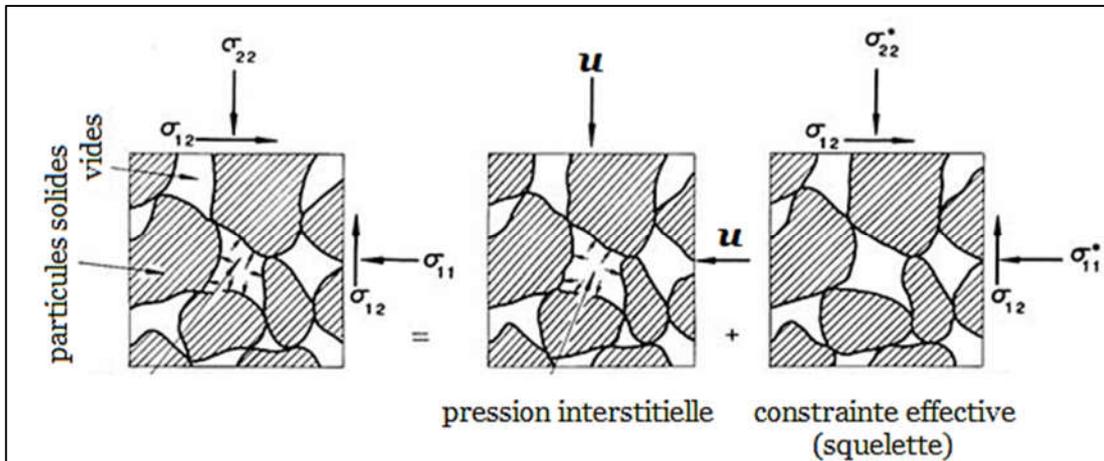


Fig. 2.02. Principe de contrainte effective en sol saturé (modifié d'après [Renon 2002](#))

Cette relation est valable dans le cas des sols saturés où généralement u est positive ou nulle. En fait, il existe des cas où u est négatif sans qu'il y ait désaturation et où cette relation est également valable.

En substituant éq.2.04 dans éq.2.03 et les contraintes de cisaillement (pour $i \neq j$, $\sigma_{ij} = \sigma_{ji} = \tau_i$), l'écriture tensorielle de l'état des contraintes devient :

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + u = \begin{pmatrix} \sigma'_x + u & \tau'_x + u & \tau'_y + u \\ \tau'_x + u & \sigma'_y + u & \tau'_z + u \\ \tau'_y + u & \tau'_z + u & \sigma'_z + u \end{pmatrix} \quad (2.05)$$

Dans le cas d'un **sol non saturé** (tri-phasique) cette décomposition (équation 2.06) doit prendre aussi en compte la pression de l'air dans les pores, on a alors la décomposition suivante, aussi connu par *contrainte de Bishop, 1959* ; [Chen et Baladi, 1985](#) :

$$\sigma = \sigma' + [u_a - \chi(u_a - u_e)] \quad (2.06)$$

Où u_a est la pression de l'air et χ est un paramètre qui vaut 1 pour un sol saturé et 0 pour un sol sec. La modélisation d'un sol non saturé reste un problème d'actualité autant d'un point vu expérimental (fig.2.03), (Fredlung,(2000) ;Khogo *et al.*,(1993)) , que numérique (Arnold *et al.*,(1984) ;Asaoka *et al.*,(1994)).

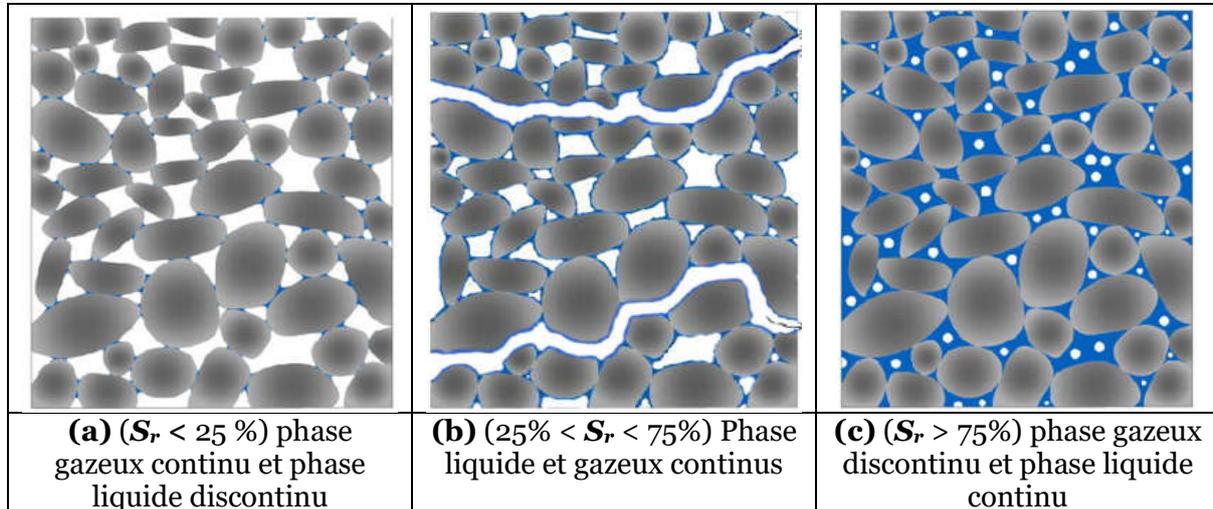


Fig. 2.03. Représentation microstructurale schématique de la saturation (S_r) d'après (Pande *et al*, 2020)

Dans les **sols grenus** non saturés (figure 2.04.A), les ménisques capillaires correspondant à la succion engendrent une attraction entre les grains. Cette succion ne s'applique que sur la surface mouillée des grains. Cette contrainte est locale et perpendiculaire aux contacts, et dépendante de la géométrie des contacts intergranulaires. Ainsi, il existe des cas où une augmentation de contrainte isotrope crée une diminution de volume par l'effet de ces composantes tangentielles et des modifications induites dans l'assemblage par glissements de contact, alors qu'une augmentation de succion du même ordre de grandeur ne le peut pas (Pierre et Yu-jun ,2015).

Dans les **sols fins** (figure 2.04.B), en plus de la capillarité, la désaturation mobilise progressivement les actions d'adsorption sur la phase argileuse, et entraîne une rétraction importante. À l'état sec, les attractions physico-chimiques confèrent au sol fin un état solide, avec une importante cohésion, alors qu'un sable sec a un comportement analogue à celui d'un sable saturé. On constate donc que l'effet d'une « *pression négative* » d'eau dans un sol non saturé est différent, d'un point de vue phénoménologique, de l'effet d'une pression positive dans un sol saturé. Au niveau mécanique, il est également difficile, d'assimiler la succion à une contrainte effective.

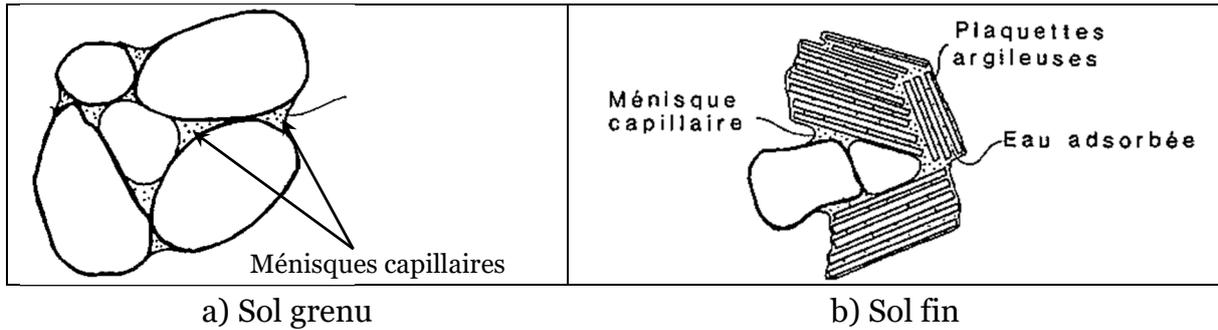


Fig. 2.04. Mécanisme de capillarité dans les sols

Diverses tentatives ont été élaborées pour décrire la notion de contrainte effective aux sols non saturés. Nombre d’auteurs (Tableau 2.01) ont proposé des réflexions basées sur la capillarité dans un sol granulaire, afin de tenter de relier de façon simple la contrainte totale, la pression interstitielle négative et la contrainte effective.

Tableau 2.01 : Equations de contrainte effective pour les sols non-saturés (Delage, 1987 et Abed, 2008)

Equation de la contrainte effective	variables
Bishop (1959) $\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w)$ (2.07)	χ paramètre relatif au degré de saturation 1 pour un sol saturé et 0 pour un sol sec,
Croney <i>et al.</i> (1958) $\sigma' = \sigma - \beta' u_a$ (2.08)	β' facteur de liaison, (mesure du nombre de liaisons sous tension pour contribuer à la résistance du sol)
Lambe (1960) $\sigma' = \sigma a_m + u_a a_a + u_w a_w + R - A$ (2.09)	a_m, a_g, a_a : aire total de la phase solide, eau et de l’air respectivement. R et A : force électrique répulsive et d’attraction.
Jennings (1961) $\sigma' = \sigma - \beta p'$ (2.10)	β facteur statistique déterminé expérimentalement. p' déficit de pression interstitielle
Richards (1966) $\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi_m (h_m + u_a) + \chi_s (h_s + u_a)$ (2.11)	h_m : succion matricielle (intergranulaires) h_s : succion de la solution
Ehlers <i>et al.</i> (2003) $\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w)$ (2.12)	χ Degré de saturation

L’état de la pression interstitielle ne dépend que des conditions hydrauliques et est indépendant de la réponse du squelette solide aux charges externes. C’est pourquoi, dans ce cas, une description du sol *monophasique* (effective) est plus adéquate.

2.2.1. Types de chargement dans le sol

Considérons (figure 2.05) un point à la profondeur Z dans un sol dont le poids volumique est γ . Sur un élément de sol situé autour du point considéré, on trouve une contrainte verticale σ_v qui correspond à l'action du poids des terres au-dessus du point considéré. Et une contrainte horizontale σ_h , ce sont 2 contraintes principales (figure 2.05).

On appelle classiquement K_o le rapport entre contrainte horizontale et verticale. Si le sol est au repos (déformations = 0), et considérant que le sol est élastique, on obtient :

$$K_o = \nu / (1 - \nu) \quad (2.13)$$

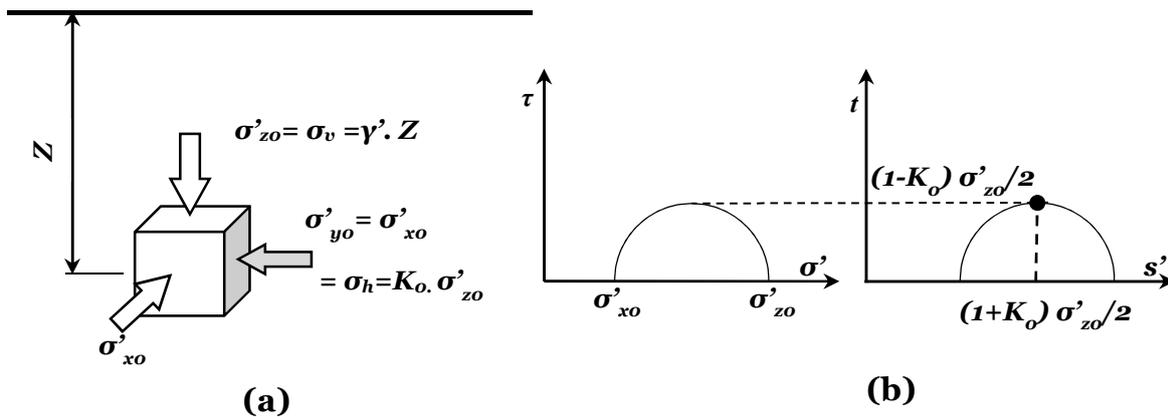


Fig. 2.05. Contraintes géostatiques : a) schéma des contraintes sur un point ; b) représentation des contraintes sur le plan de Mohr

2.2.2. Résistance au cisaillement du sol

Figure 2.05 représente l'état des contraintes en repos, mais pour les sols, on peut identifier trois principaux types de sollicitations : par **traction**, **compression** ou **cisaillement** :

- **Traction** : étant donné que la cause principale de sollicitation dans les sols est la gravité terrestre, créant des efforts verticaux dirigés vers le bas, on comprend intuitivement que les contraintes de traction sont en générales absentes. De plus, la résistance à la traction des sols est très faible voire nulle, on ne cherche donc pas en général à l'évaluer et on lui attribue par défaut une valeur nulle.

- **Compression** : les sols présentent en général une bonne résistance à la compression. Cette résistance à la compression n'est pas en général le critère dimensionnant des ouvrages.

- **Cisaillement** : la rupture d'un sol par cisaillement est en général provoquée avant que ne se produise sa rupture par contraintes de compression. Ainsi pour dimensionner des ouvrages de génie-civil, il suffit en général de connaître la résistance au cisaillement du sol, car s'il y a rupture ce sera suivant une sollicitation en cisaillement.

La résistance au cisaillement d'un sol est une fonction multi-variable, cette fonction doit être sous forme (Mitchel 1993) :

$$\text{Résistance au cisaillement} = f(e, \varphi, CC, \sigma_n, c, H, T, D, H) \quad (2.14)$$

Ou : **e** : indice des vides, **φ** : angle de frottement interne,
CC : composition chimique, **σ_n'** : contrainte normale effective,
c : cohésion, **H** : histoire de contraintes,
T : température, **D** : taux de déformation
W : état hydrique

En plus de dépendance de la résistance au cisaillement de ces facteurs, ils sont interdépendants, mais tels corrélations n'ont pas encore étudiées profondément (Kempfert et Gebreselassie ,2006). Plus précisément, l'équation du Mohr-Coulomb (equ.2.15) est la forme la plus couramment utilisée même si elle représente une forme assez simplificatrice de l'équation générale de la résistance au cisaillement (equ.2.14).

$$\tau = c + \sigma_n . \tan (\varphi) \quad (2.15)$$

Et pour le cas effectif :

$$\tau' = c' + \sigma_n . \tan (\varphi') \quad (2.16)$$

Pour des raisons pratiques, la validité des équations. 2.15 et 2.16 sont largement acceptés, mais les paramètres **c'** et **φ'** peuvent prendre de nombreuses valeurs différentes, en fonction du chemin de contrainte, du niveau de contrainte et des conditions de drainage. Les valeurs de **c'** et **φ'** sont déterminées expérimentalement via les essais ; cisaillement direct, cisaillement simple, compression / tension triaxiale ou autres tests de déformation plane, en tenant dûment compte des conditions de drainage, de la vitesse de chargement, de la plage de pression de confinement et de l'historique des contraintes. Dans de nombreux cas, il peut être possible de tenir compte des facteurs de l'équation. 2.14 en sélectionnant correctement les échantillons de sol et les conditions d'essai qui simulent la situation sur le terrain correspondante.

Le type d'essai que l'on sélectionne est fonction du résultat recherché et du type de sol. Tableau 2.02 résume les éléments de comparaison. L'essai triaxial de révolution est celui qui fournit habituellement les meilleurs résultats, car il permet le meilleur contrôle des paramètres, en particulier la mesure de la pression interstitielle.

Les essais de cisaillement à la boîte permettent une bonne qualité de mesure dans le cas des sols sans cohésion ; ils sont également indispensables si l'on veut se mettre dans un domaine de grandes déformations.

L'essai au scissomètre permet de bonnes mesures dans le cas des sols cohérents à faible cohésion (jusqu'à 30 ou 40 kPa) et permet également la mesure de la cohésion remaniée : il est alors utilisé pour définir la sensibilité.

Les essais de compression simple sont très utilisés comme essais de base.

Tableau 2.02. Comparaison des différents appareillages

	Cisaillement à la boîte	Essai triaxial	Scissomètre	Compression simple
Type de sol	Tous	Tous	Sols cohérents à faible cohésion	Sols cohérents
Plan de cisaillement	Imposé	Dépend de l'angle de frottement	Imposé	Libre
Orientation des contraintes principales	Change en cours d'essai	Constante	Constante	Constante
Mesure de u	Non en général	Possible	Non	Non
Déformations dans le plan de cisaillement	Élevées	Limitées	Élevées	Limitées
Types d'essai	Tous	Tous	U.U uniquement	U.U.
Chemin de contrainte	Unique	Plusieurs possibilités	Unique	Unique

L'état général des contraintes dans un véritable essai triaxial peut être exprimé en termes de trois contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3 , où σ_1 est la contrainte principale majeure, σ_2 est la contrainte principale intermédiaire et σ_3 est la contrainte principale mineure, et $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. Les contraintes principales peuvent également s'écrire sous la forme de la *contrainte principale moyenne* :

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (a) \quad (2.17)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (b)$$

Et la contrainte principale déviatorique :

$$q = q' = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} \quad (2.18)$$

Pour un essai triaxial standard, la contrainte principale intermédiaire σ_2 est assumée égale à contrainte principale mineure σ_3 , ($\sigma_2 = \sigma_3$), et les équations (2.17) et (2.18) devient respectivement :

$$p = \frac{\sigma_1 + 2 \sigma_3}{3} \quad (a) \quad (2.19)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2 \sigma'_3}{3} \quad (b)$$

$$q = q' = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.20)$$

Les deux composantes p ou p' et q sont connus dans le domaine d'analyse géotechnique par « composantes Cambridge », ces indices sont indispensables dans l'analyse d'état critique des sols. Comme les deux contraintes intermédiaire et mineure sont considérés égales dans l'essai triaxial standard, les expressions des contraintes moyennes (eq.2.19) et déviatoriques (eq.2.20) devient :

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (a) \quad (2.21)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (b)$$

$$q = q' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2.22)$$

Cette notation de Cambridge est largement employée dans les logiciels d'analyse numériques. Dans la rupture, l'enveloppe Mohr-Coulomb de contrainte effective est tangente au cercle de contrainte effective, avec une pente φ' et intercepte au point c' comme indiqué sur la fig.2.06.

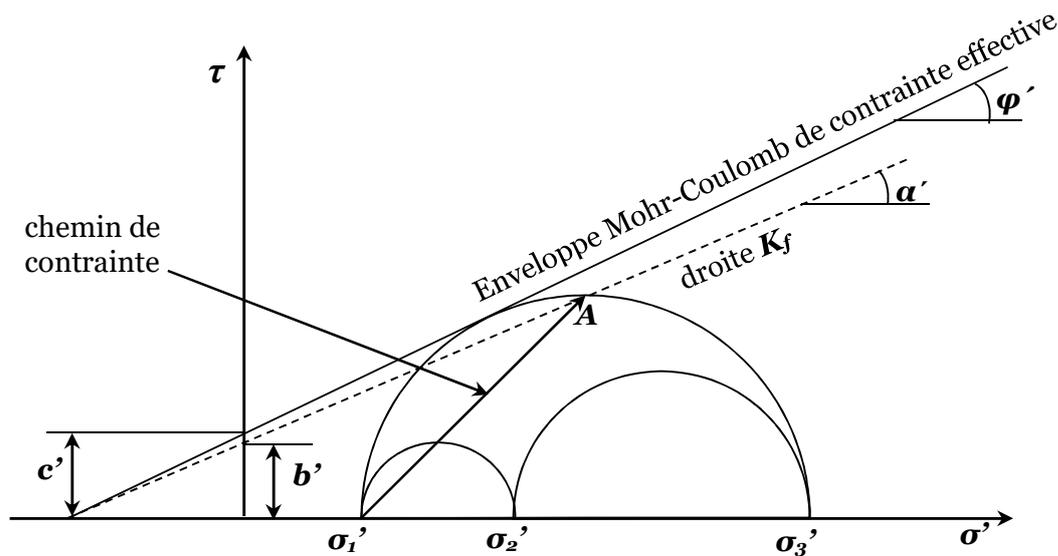


Fig. 2.06. Schéma rupture sur plan de Mohr (enveloppe Mohr-Coulomb et droite de rupture K_f)

Une ligne de rupture peut également être tracée à travers la contrainte de cisaillement maximale en A sur la figure 2.06 qui représente l'enveloppe de contrainte pour les chemins de contrainte $p - q$. Cette ligne est appelée la ligne de rupture K_f et a une pente de α' et une intersection b' . Il est facile de montrer que

$$\tan \alpha' = \sin \varphi' \text{ et } b' = c' \cos \varphi'.$$

Il est possible de prendre le spécimen dans une cellule triaxiale jusqu'à rupture en compression axiale ou en traction axiale. L'échantillon peut être comprimé axialement soit en augmentant la contrainte de compression axiale (trajet OA sur la figure 2.06),

soit en diminuant la contrainte latérale (trajet OB) ou en faisant varier les contraintes dans les deux sens (trajet OC). De même, la traction axiale peut être obtenue soit en diminuant la contrainte verticale (chemin OD) soit en augmentant la contrainte latérale (chemin OE) ou en faisant varier les contraintes dans les deux sens (chemin OF).

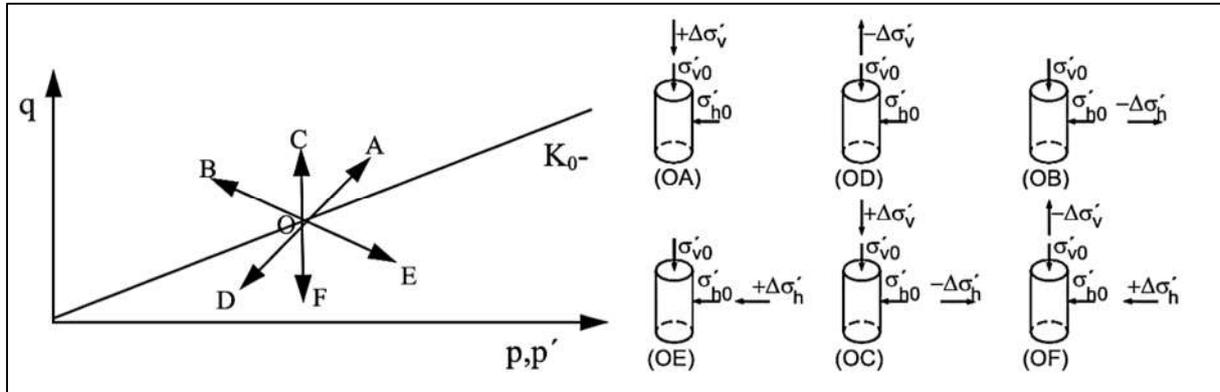


Fig.2.07. Chemins de développement de contrainte pour sollicitation par compression et par traction

Dans la pratique géotechnique, la détermination de résistance au cisaillement est parfois impossible par des essais directs à cause du manque des échantillons bien préservés, et peut être estimé empiriquement en liaison avec d'autres paramètres C_u = cohésion non-drainé , τ_f = résistance au cisaillement à la boîte, σ'_{ec} =pression de consolidation effective, W_L = limite de liquidité, I_p = indice de plasticité (%), I_L = indice de liquidité, OCR = rapport de surconsolidation, ϕ' = angle de frottement interne effective Tableau 2.03 .

Tableau 2.03. Equations empiriques pour estimer résistance au cisaillement non-drainé

Equation	référence	Domaine d'Application
$C_u = 170 \cdot \exp(-4,6 \cdot I_L)$	Wroth and Wood 1978	Argiles remaniés
$C_u = 1 / (I_L - 0,21)^2$	Mitchell 1993	Plusieurs types d'argile (remaniés)
$C_u / \sigma'_{ec} = 0,11 + 0,0037 \cdot I_p$	Skempton 1954, Bowles 1984	Sol normalement consolidé avec, $I_p > 10\%$
$C_u / \sigma'_{ec} = 0,11 + 0,0037 \cdot \text{Log } I_p$	Skempton 1957 (Kempfert and stadel 1997)	Sol normalement consolidé avec, $I_p < 60\%$
$\tau_f / \sigma'_{ec} = 0,2 + 0,0024 \cdot I_p$	Lerouneil <i>et al</i> , 1983	Argile d'Est de Canada avec, $I_p < 60\%$
$\tau_f / \sigma'_{ec} = 0,22$	Mesri 1975	Argile meuble
$C_u / \sigma'_{ec} = 0,08 + 0,55 \cdot I_p$	Larsson 1977	Argile Scandinave
$C_u / \sigma'_{ec} = 0,23 \pm 0,04$	Larsson 1980	Argile sédimentaire meuble avec, $I_p < 60\%$
$C_u / \sigma'_{ec} = 0,33$	Larsson 1980	Argile inorganique
$C_u / \sigma'_{ec} = (0,23 \pm 0,04) \cdot (OCR)^{0,8}$	Jamiolkowski <i>et al</i> , 1985	Tous les types d'Argile
$C_u / \sigma'_{ec} = 0,45 \cdot w_L$	Hansbo 1957	Argile Scandinave
$C_u / \sigma'_{ec} \approx 0,30$	Burland 1990	Argile naturel

$C_u/\sigma'_{ec} = 0,14 + 0,003 \cdot I_P$	Lambe and Whitman 1969	Tous les types d'Argile
$C_u/\sigma'_{ec} = 0,45 \cdot (I_P/100)^{1/2}$	Bjerrum and Simons 1960	Argile normalement consolidé
$C_u/\sigma'_{ec} = 0,18 \cdot (I_L)^{-1/2}$	Bjerrum and Simons 1960	Argile normalement consolidé
$C_u/\sigma'_{ec} = 0,45 \cdot w_L$	Bowles 1984	$w_L > 40\%$
$C_u = 2,32 + 0,260 \cdot \sigma'_{ec}$	Windisch and Yong 1990 Wroth and Houlsby 1985	Argile marine d'est de Canada
$C_u = 3,05 + 0,260 \cdot \sigma'_{ec}$		Argile marin de Champlane
$C_u = 7,69 + 0,117 \cdot \sigma'_{ec}$		Argile Scandinave
$C_u/\sigma'_{ec} = -0,18 + 0,0072 \cdot w_L$		Argile normalement consolidé
$C_u/\sigma'_{ec} = 0,129 + 0,00435 \cdot I_P$		
$C_u/\sigma'_{ec} = 0,5743 \cdot \frac{3 \cdot \sin \phi'}{(3 - \sin \phi')}$	Wroth and Houlsby 1985	Sol normalement consolidé

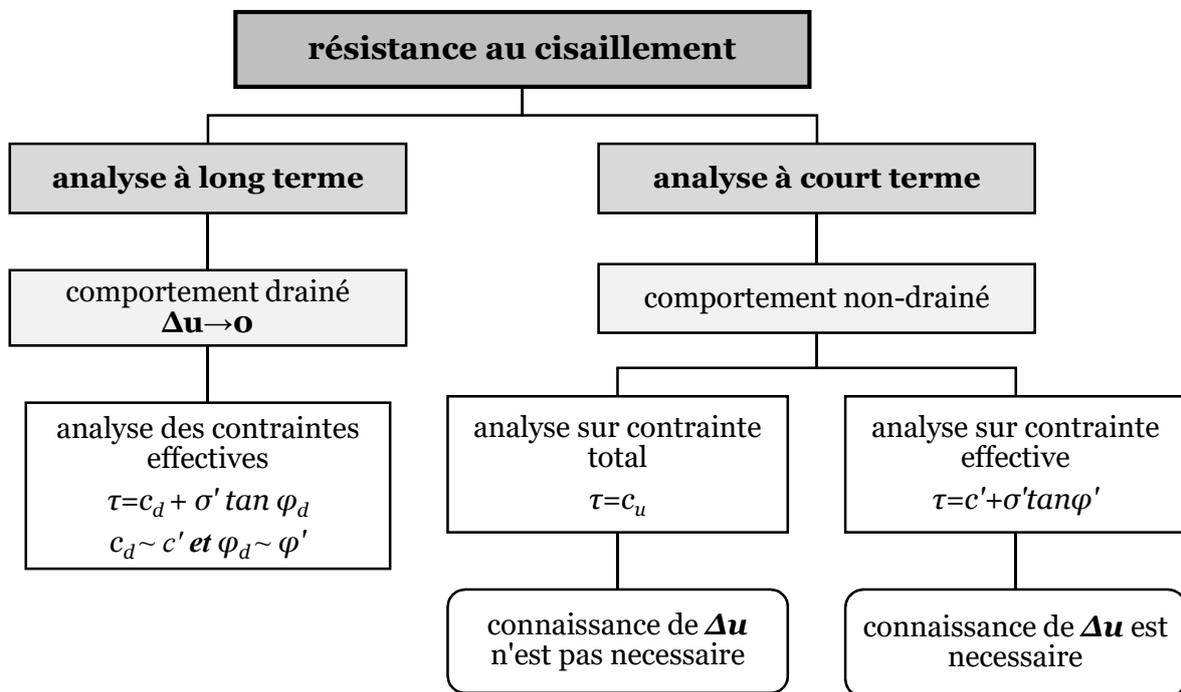


Fig.2.08. Schéma représentatif pour le choix de type des paramètres de cisaillement (Kempfert et Gebreselassie, 2006)

Comme les sols rencontrés lors de la campagne géotechnique sont de nature argileuse, et pour confirmer les valeurs de cohésion non-drainé des unités stratigraphique, les relations de Wroth and Wood 1978 et Mitchell 1993 sont adoptés Tableau 2.04 :

Tableau 2.04. Estimation des paramètres mécaniques sur la base de Wroth et Wood 1978

	Indice de plasticité (%)	Humidité naturelle (%)	Indice de Liquidité	résistance au cisaillement non-drainé (kPa)	
				Wroth et Wood	Mitchell 1993
RX	25,82	15,71	0,34	35,55	3,30
QA	22,72	18,00	0,20	65,08	5,70
QM	23,01	19,10	0,18	71,25	6,28
QS	19,59	18,90	0,03	150,81	17,95
TS	16,10	17,98	0,17	79,05	7,05

2.3. Lois de comportement

La signification physique d'une relation constitutive est qu'elle représente une relation entre la force appliquée au corps et les déplacements correspondants (Figure 1.8). La plus simple serait une équation scalaire d'un ressort ou d'une longue tige (Figure 1.8a), où l'allongement est déterminé en fonction de la force de traction

Un sol est un matériau très complexe à décrire mathématiquement, cette complexité est due au fait qu'il est :

- a. **Multiphasiques** : se composent de trois phases squelette solide, liquide et gazeux, dans certaines cas un sol peut être considéré bi-phasique (saturé ou séché) ou mono phasique pour les calculs.
- b. **Granulaires**, grains constituant le squelette solide du sol se compose des grains de différentes granulométrie et forme ;
- c. **Hétérogènes** leurs caractéristiques mécaniques varient dans l'espace ;
- d. **Anisotropiques** leurs caractéristiques mécaniques varient en fonction de direction des forces

Cependant, même si tous les effets ci-dessus sont minimisés (par exemple, dans un test de compression triaxiale drainé sur un échantillon d'argile consolidée isotrope remodelée saturée), le comportement mécanique reste assez complexe, due essentiellement aux :

- a. non-linéarité (lors du chargement, du déchargement et du rechargement initiaux) (Figure 2.09.a) ;
- b. Irréversibilité (produit des déformations résiduelles dans un cycle de contrainte fermé) (Figure 2.09.b) ;
- c. Hystérésis de déchargement-rechargement et de mémoire (se souvient de la contrainte la plus élevée avant le déchargement et suit la courbe de chargement initiale après l'avoir atteinte lors du rechargement) (Figure 2.09.c) ;
- d. dépendance vis-à-vis du chemin de stress (atteint le même stress sous différentes souches) (Figure 2.09.e) ;
- e. Dépendance de la vitesse (différentes courbes de contrainte-déformation à différentes vitesses de déformation) (Figure 2.09.e) ;
- f. Dépendance temporelle (fluage, vieillissement, relaxation) (Figure 2.09.f).

Les modèles décrivant le comportement d'un sol sont classés selon la forme du courbe contrainte-déformation en : modèles linéaires et modèles non-linéaires.

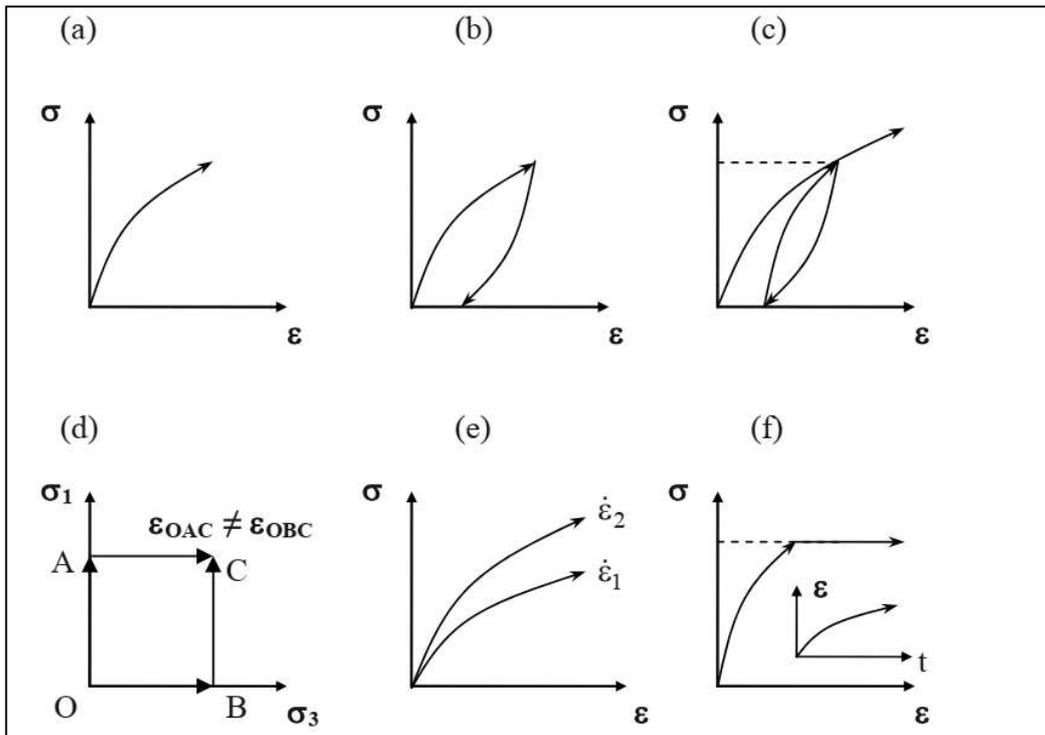


Fig. 2.09 : Comportement typique des sols (dans les essais triaxiaux) : a) non-linéarité ; b) irréversibilité ; c) mémoire matérielle ; d) variation suivant le chemin du contrainte ; e) dépendance de la vitesse ; f) état critique (Kempfert et Gebreselassie, 2006)

Mais avant de procéder au choix des lois de comportement il est indispensable de présenter les différents types des modules adoptés en géotechnique, ainsi que leurs essais.

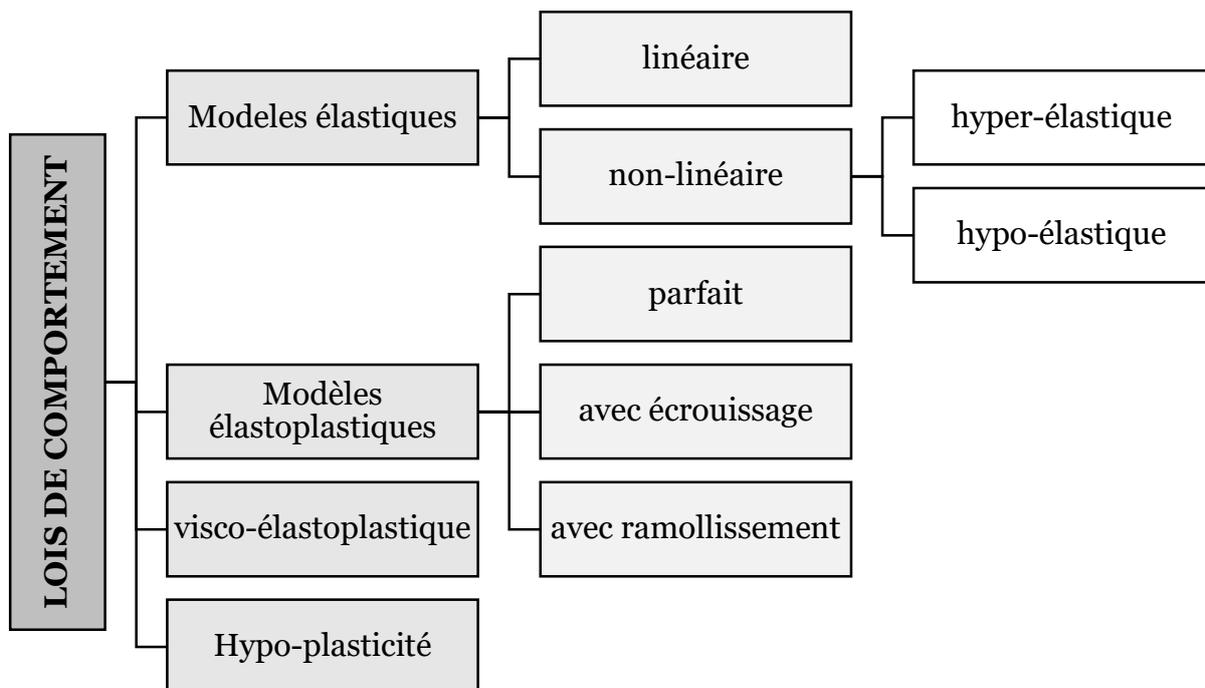


Fig. 2.10 : Classification des modèles de comportement

2.3.1. Modules de déformation

Le terme « module » désigne, généralement, la capacité d'un matériau de résister à une action (une force) exercée sur lui sans rompre et sans produire de déformations plastiques (notions de résistance des matériaux) (Ruste, 2011).

Comme l'élasticité linéaire suppose que les déformations sont proportionnelles à la contrainte appliquée et linéairement réversible, par conséquent si la contrainte n'est plus appliquée, l'élément retourne à son état initial (théorie de Hooke). Cette approche est la plus simple mais elle ne peut pas décrire le comportement réel d'un sol.

L'application de la notion de « modules de déformation » en géotechnique n'est pas moderne mais l'hétérogénéité des sols, ainsi que les déformations induites par la construction des projets génie civile, rend sa détermination difficile.

Le module d'Young, E est le module le plus répandu comme module d'élasticité d'un sol alors qu'il y a très peu d'élasticité dans les sols (Combarieu, 2006 ; Benz, 2007). De plus la détermination de ce module s'obtient dans les conditions d'une compression uni-axiale d'un matériau (figure 2.11). Alors que les essais souvent réalisés sur les sols (œdomètre, triaxial, cisaillement direct) comprennent aussi une contrainte radiale (Kastriot, 2017). C'est pourquoi, ce module est plutôt un module d'Young équivalent, qui est associé à un type de chargement et dont une solution élastique du problème est envisagée pour ce type de chargement (Gambin *et al.*, 1996 ; Gambin *et al.*, 2002).

Cette appellation du module d'Young est utilisée pour des modélisations numériques dans le cas du modèle élastique-parfaitement plastique de Mohr-Coulomb dans ce cas-là il s'agit plutôt d'« ajuster » un module connu et obtenu par des essais *in situ* et lui associer des caractéristiques mécaniques du sol obtenues au laboratoire (Bohn 2015).

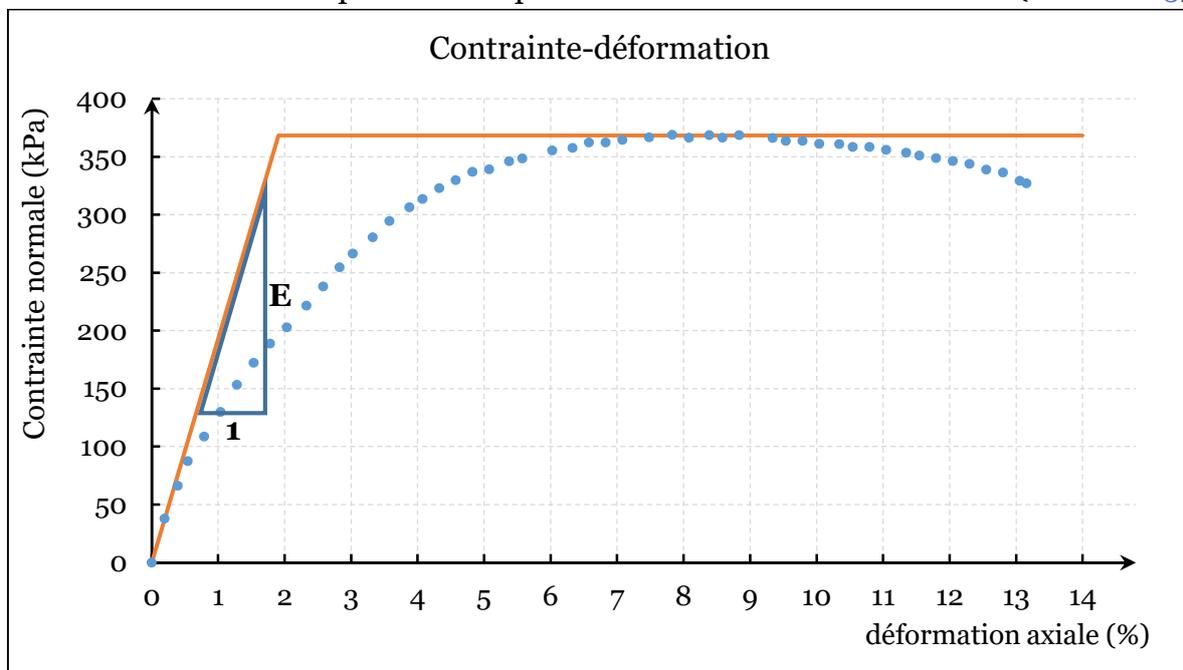


Fig.2.11. Courbe contrainte déformation et loi équivalent élastique parfaitement plastique avec critère de rupture Mohr-Coulomb

Pour différencier ces modules Briaud, (2001) a représenté une courbe contrainte-déformation (figure 2.12) avec les différents modules, appelés « S », par un essai triaxial avec un cycle de déchargement-rechargement.

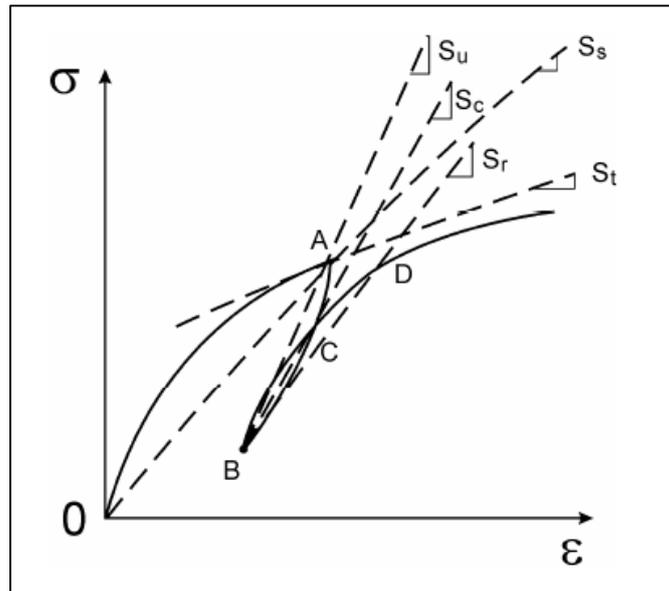


Fig.2.12. Modules de déformations sur la courbe des contraintes-déformations d'après (Kastriot, 2017), (modifié d'après Briaud, 2001)

D'après (Briaud, 2001) et (Kastriot, 2017) les différents modules de sols obtenus lors d'un essai triaxial avec un cycle de déchargement-rechargement peuvent être déterminés sur la courbe contrainte-déformation :

- S_{max} : module de déformation maximal (à très faibles déformations). Ce module acquiert une valeur quasi-indépendante du niveau de déformations (Nguyen Pham, 2008). Il s'agit d'un paramètre très important pas seulement pour la réponse sismique des sites mais aussi pour de projets de grande envergure en géotechnique basés sur les propriétés du sol à très faibles déformations.
- S_s : module de déformation sécant en un point. Il s'agit du module calculé sur le rapport contrainte-déformation pour un point, A, de la courbe relié à l'origine, o. Ce module pourrait être utilisé afin de prédire le tassement d'un sol de fondation dû à l'application d'une charge provenant d'une semelle isolée (par exemple).
- S_t : module de déformation tangent en un point. Il s'agit de la pente de la tangente au point A. Ce module pourrait être utilisé pour calculer une incrémentation de tassement correspondant à une incrémentation de charge (comme l'ajout d'un étage dans la construction d'un immeuble de plusieurs étages).
- S_u : module de déformation de déchargement. Ce module pourrait être obtenu si une pente est tracée entre les points A et B. Il pourrait s'agir par exemple d'une excavation dont l'enlèvement d'un massif de sol entraîne une contrainte inférieure.
- S_r : module de déformation de rechargement. Obtenu par la pente qui relie les points B et D ce module pourrait être utilisé dans le calcul de déformations générées dans le sol si un immeuble prenait la place du massif de sol excavé.

- S_c : module de déformation cyclique. Ce module obtenue en reliant les points B et C pourrait être utilisé en cas de chargement d'un pieux sollicité suivant une sinusoïde par exemple.

2.3.2. Modules adoptés en géotechnique

Les modules adoptés dans la pratique courante géotechnique sont obtenus principalement à partir de démarches empiriques. Cela est dû à la difficulté de pouvoir conserver le sol dans son état initial pour les essais de laboratoire, d'un côté, et de l'autre, les essais *in situ* ne permettent pas de déterminer les caractéristiques dans le sol sans l'endommager et provoquer une déformation non négligeable (Nguyen Pham, 2008).

La courbe déviateur-déformation axiale permet de déterminer le **module d'élasticité du sol E** . Le module non drainé E_u provient des résultats de tests triaxiaux non drainés, le module drainé E_d de tests en conditions drainées. Au début de la courbe de déformation, la dépendance est presque linéaire, mais la déformation élastique du sol est très faible par rapport à la valeur totale de la déformation. Ainsi, on distingue le **module tangent**, le **module sécant** et le **module tangent initial**. L'introduction de cette hypothèse simplificatrice permet d'utiliser la théorie de l'élasticité pour détecter l'état de contrainte-déformation dans les sols.

- a. E_{max} – module d'Young à très faibles déformations (appelé aussi E_{dyn} – module dynamique). Des corrélations empiriques relient ce module au module pressiométrique standard ou de rechargement.
- b. $E_{\alpha do}$ – module unidimensionnel de type œdométrique calculé entre deux points de la courbe de compressibilité obtenue par l'essai à l'odomètre. Cependant ce module n'est pas un module unique mais un module tangent calculé dans tout intervalle de contraintes σ'_{v1} et σ'_{v2} (où $\sigma'_{v1} > \sigma'_{v2}$) [XP P 94-090-1]. un module de type œdométrique sécant peut être défini à partir de la relation (équ.2.30) :

$$E_{\alpha do} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (2.30)$$

- c. E_s – Module sécant du sol La littérature spécialisée fournit deux définitions du module du sol E_s . Selon (Poulos et Davis ,1980) ce paramètre fait référence au *module élastique du sol (module de Young)*, tandis que (Briaud ,2001) et (Gopal et Ranjan ,2000) nomment ce paramètre *module sécant du sol*. Ces deux définitions ont pratiquement le même sens. Cependant, le sol ne se comporte de manière élastique que dans le domaine des petites déformations ; il est donc plus approprié de parler du module sécant du sol E_s .
- d. E_{50} – identifié comme le module d'Young sécant à 50% du pic de résistance au cisaillement d'une éprouvette soumise à l'essai triaxial (Schanz *et al.*, 1999). Ce module connaît de nos jours une utilisation de plus en plus répandue dans la modélisation avancée du comportement des sols par éléments finis sous un logiciel très populaire de calcul géotechnique qui est Plaxis. La déduction de ce terme permet à son tour d'établir des liens avec d'autres grandeurs utilisés dans ce code de

calcul comme le module œdométrique, E_{oedo} , et le module d'Young de déchargement-rechargement, E_{ur} , qui permet de résoudre des questions simples de la dynamique des sols. En général les relations sont définies par les équations équ.2.31 et équ.2.32, mais qui peuvent varier avec l'ajout de coefficients empiriques en fonction du type du sol :

$$E_{50} = E_{oedo} \quad (2.31)$$

$$E_{ur} = 3E_{50} \quad (2.32)$$

2.3.3. Modèles linéaires et non-linéaires

Les modèles linéaires donnent une estimation relativement rapide, mais peu précise, de la réponse réelle des matériaux. Ces modèles peuvent être utilisés dans les cas où seuls les états de contrainte ou de déformation d'une masse de sol présentent un intérêt. Ils ne fournissent aucune information sur les emplacements et les mécanismes de rupture possibles.

Ils peuvent être utilisés pour modéliser le comportement des sols dans des régions où seule la rupture locale n'a aucun effet sur l'évolution de la rupture globale, mais qui peut entraîner une perte de convergence prématurée. Si l'intérêt principal réside dans une description fiable du comportement du sol, il est nécessaire d'employer des modèles non linéaires. Les modèles linéaires incluent : Le modèle élastique Le modèle élastique modifié.

Mais plus adopté c'est celle qui base sur la réversibilité des comportements et permanence des déformations.

2.3.3.1. Comportement élastique simple et modifié

L'élasticité est la forme la plus simple de la relation constitutive pour un matériau déformable (non rigide). Le comportement constitutif est élastique, si l'état de contrainte est fonction de l'état actuel de déformation. En d'autres termes, aucune déformation permanente n'est apparu et le comportement mécanique est complètement réversible : le déchargement suit la courbe de chargement (Figure 2.13).

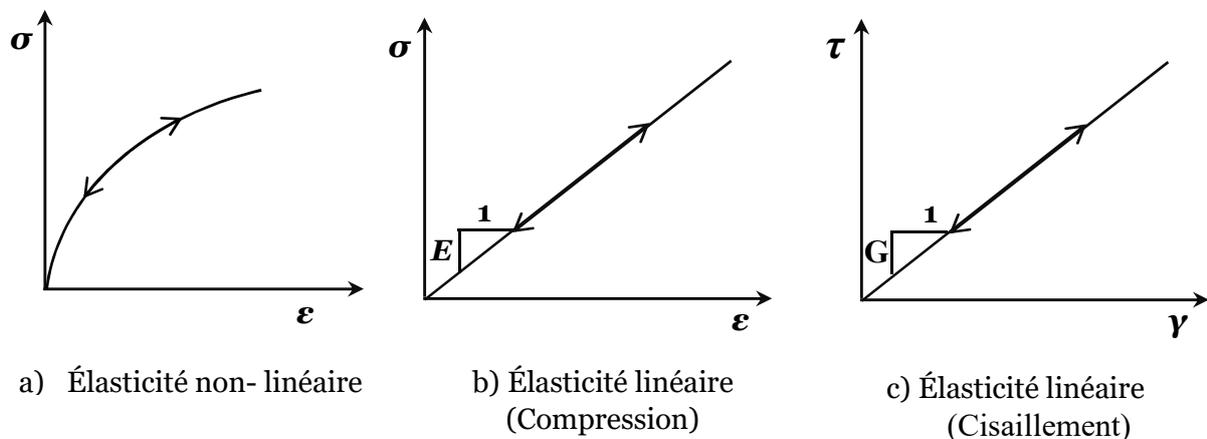


Fig. 2.13. Courbe contrainte-déformation pour du comportement élastique

Bien que le terme élastique soit normalement associé à une élasticité linéaire (Figure 2.13.b), il ne s'agit que d'un cas particulier d'élasticité non linéaire générale (Figure 2.13.a). Une loi élastique non linéaire peut être écrite sous une forme générale (loi de *Hook*) :

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad (2.23)$$

Et la déformation :

$$\varepsilon_{ij} = -\frac{\lambda \sigma_{kk}}{2\mu(3\lambda + 2\mu)} \delta_{ij} + \frac{1}{2\mu} \sigma_{ij} \quad (2.24)$$

Où δ_{ij} Symbol de *KRONECKER* ($\delta_{ij} = 0$ pour $i \neq j$ et $\delta_{ij} = 1$ pour $i = j$) ,

λ : paramètre de Lamé ,

μ : module de cisaillement ;

Et l'équation (2.23) devient :

$$\sigma_{ij} = \lambda \sum_{k=1}^3 \varepsilon_{kk} \times \delta_{ij} + 2\mu \times \varepsilon_{ij} \quad (2.25)$$

En plus pour un sol considéré élastique linéaire et isotrope un seul paramètre peut décrire le comportement 'E', *module de Young* ou *module d'élasticité* et la relation 2.25 devient (loi de Hooke) :

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (2.26)$$

La loi de Hooke est une loi de déformation en traction/compression ; cependant, en cisaillement (figure 2.13.c), on a une loi similaire (2.27) :

$$\tau = G \cdot \gamma \quad (2.27)$$

Où : τ contrainte de cisaillement ;

G est le module de cisaillement ou module de Coulomb, également noté μ ;

γ est l'angle de déformation relative

[Lepholz, 1974](#), a montré que ces paramètres d'élasticité sont interdépendants et liés entre eux par (tableau 2.05) :

Tableau 2.05. Relations entre constants élastiques (d'après [Leipholz, 1974](#))

	Module de cisaillement $G = \mu =$	Module de Young $E =$	Module de compression $K =$	Coefficient de Poisson $\nu =$	Paramètre de Lamé $\lambda =$
G,E	G	E	$\frac{G.E}{9G - 3E}$	$\frac{E-2G}{2G}$	$\frac{G.(E-2G)}{3G - E}$
G,K	G	$\frac{9G.K}{3K + G}$	K	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$	$K \frac{2G}{3}$
G,λ	G	$\frac{G(3\lambda + 2G)}{\lambda + G}$	$\lambda + \frac{2G}{3}$	$\frac{\lambda}{2(\lambda + G)}$	λ
G,ν	G	$2G(1 + \nu)$	$\frac{2G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}$	ν	$\frac{2G\nu}{1 - 2\nu}$
E,K	$\frac{3KE}{9K + E}$	E	K	$\frac{3K - E}{6K}$	$\frac{K(9K - 3E)}{9K - E}$
E,ν	$\frac{E}{3(1 + \nu)}$	E	$\frac{E}{3(1 - 2\nu)}$	ν	$\frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$
K,λ	$\frac{3(K - \lambda)}{2}$	$\frac{9K(K - \lambda)}{3K - \lambda}$	K	$\frac{\lambda}{3K - \lambda}$	λ
K,ν	$\frac{3K(1 - 2\nu)}{3(1 + \nu)}$	$3K(1 - 2\nu)$	K	ν	$\frac{3K\nu}{1 + \nu}$

Pour le cas des sols, il est clair que le comportement linéaire n'est présent que pour des charges appliquées d'intensité relativement faible. Cela devient évident lors du déchargement et montre généralement un niveau de déformation élastique relativement faible comparée à la déformation globale. Le modèle linéaire modifié améliore l'estimation des déformations par la prise en compte les différents modules de chargement et de déchargement, figure 2.14. Une baisse de la rigidité du matériau le long d'un chemin de chargement donné attribuée à la déformation non élastique se traduit par un module de déformation E_{def} , (équ.2.28), qui peut être vu comme un module sécant associé à un certain niveau de contrainte. Un chemin élastique est supposé au déchargement ([Fine Software](#)).

$$E_{def} = \tan \beta = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon \quad (2.28)$$

Afin de clarifier la formulation du modèle, le module d'élasticité de la section de déchargement est remplacé par le module de déchargement-rechargement E_{ur} (équ.2.29) qui contrôle la réponse d'un sol lors du déchargement et du rechargement ultérieur jusqu'au niveau de contrainte trouvé au point matériel avant le déchargement. En référence à la figure suivante, ces modules sont donnés par :

$$E_{ur} = \tan \alpha = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon^{el} \quad (2.29)$$

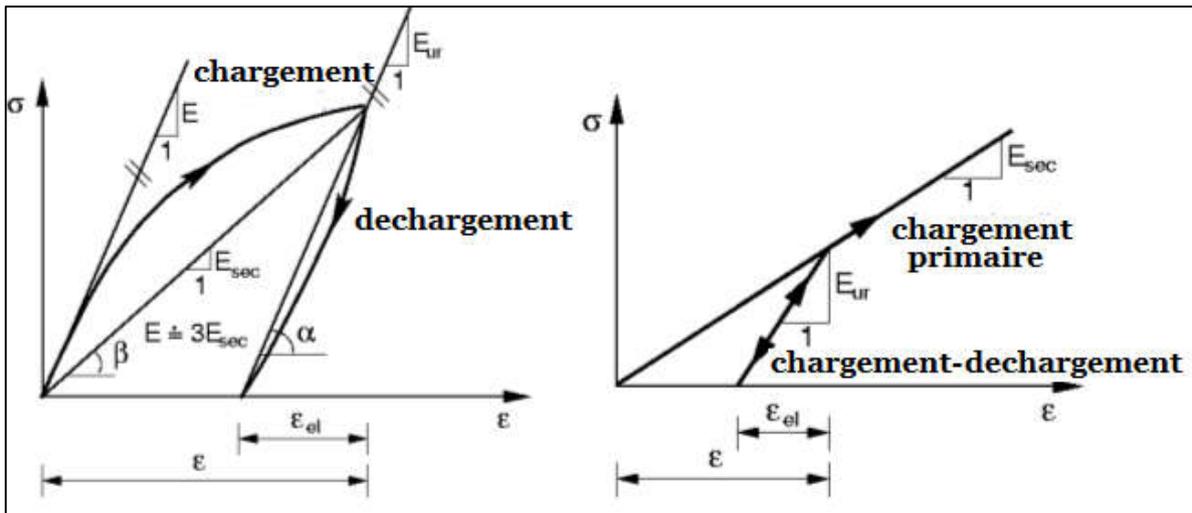


Fig.2.14. Courbe intrinsèque schématique de contrainte-déformation (a) réel du sol, (b) simplifié (modifié d'après [Fine Software](#))

Lors du chargement primaire, la réponse d'un sol est donc régie par le module sécant, tandis que lors du déchargement, elle suit le chemin défini par le module de déchargement-rechargement E_{ur} . Une valeur approchée de ce module est $3 \times$ module sécant E_{def} . Dans tous les cas, les deux paramètres doivent être obtenus à partir de mesures expérimentales fiables.

2.3.3.2. Modèles élasto-plastiques

La plasticité correspond à l'apparition de déformations irréversibles et s'appuie sur les deux concepts fondamentaux suivants ([Coquillay, 2005](#) ; [Rahman M.S. et Can Ulker M.B. 2018](#)) :

- le critère de plasticité, qui est la frontière entre le domaine élastique et le domaine plastique ;
- la règle d'écoulement plastique, qui définit la façon dont évoluent les déformations plastiques.

Au plus, les essais mécaniques appliqués sur les sols montrent que le domaine d'élasticité est très limité et le sol présente toujours des déformations permanentes, à partir d'un certain seuil de contraintes ([Combarieu, 2006](#)). Pour ces modèles, il est très difficile de déterminer expérimentalement la limite du domaine d'élasticité. En effet la séparation entre le comportement purement élastique et le comportement élastoplastique durant le chargement n'est qu'une idéalisation du comportement car les irréversibilités sont pratiquement toujours présentes ([Nguyen Pham, 2008](#)).

Ce groupe comprend trois types de comportements majeurs et largement employés dans le dimensionnement des tunnels :

- élastoplastique parfait (ou élastique-parfaitement plastique) ;
- élastoplastique avec écrouissage HSM (Hardening Soil Model) ;
- élastoplastique avec ramollissement (adoucissement) SFM (Softening Soil Model).

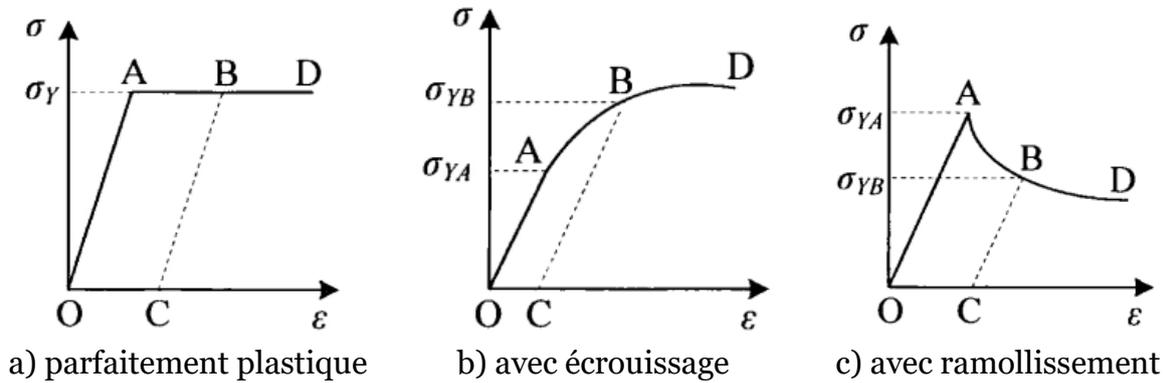


Fig.2.15. Différents types de comportement élasto-plastique pour un essai de compression uni-axiale (Rahman et Can Ulker, 2018)

2.3.3.3. Comportement élastique-parfaitement plastique

Ce modèle est le plus répandu dans la famille des modèles élasto-plastiques (Figure 2.15). Son application s'est avérée fructueuse dans l'analyse de la rupture des sols pour des problèmes des tunnels et murs de soutènements. Plusieurs critères de rupture sont associés avec ce modèle mais le critère de rupture de Mohr-Coulomb MC est le plus utilisé dans la pratique de l'ingénieur pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents et le comportement drainé, à long terme des sols fins saturés.

Elle présente l'avantage de définir le comportement du sol par le biais de seulement 5 paramètres : deux caractérisant l'élasticité ; le module de Young (E) et le coefficient de Poisson (ν), et trois de plasticité ; l'angle de frottement (φ), la cohésion (c), l'angle de dilatance (ψ).

Toutefois, ce modèle de comportement ne permet pas de représenter la non-linéarité du comportement réel du sol et impose que le module en chargement soit le même que celui en déchargement. Lors de l'excavation d'un tunnel, les zones en déchargement jouent un rôle prédominant, cette simplification a donc un impact négatif dans les modélisations. De plus, l'utilisation de ce type de modèle lors de la simulation des sols surconsolidés, conduit à des cuvettes de tassement moins profondes et plus larges que celles observées expérimentalement (Bolton *et al.*, 1994 ; Addenbrooke *et al.*, 1997 ; Oettl *et al.*, 1998 ; Masin et Herle, 2005).

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est représenté dans le plan des contraintes de Mohr (contrainte effective normale σ' et contrainte tangentielle τ , par l'équation équ.2.31 :

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c' \quad (2.31)$$

En les contraintes effectives principales (σ'_1, σ'_3), il s'écrit sous forme :

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' \quad (2.32)$$

2.3.3.4. Modèle élastoplastique avec écouissage

Le modèle de sol avec écouissage a été présenté initialement par (Brinkgreve & Vermeer, 1995 et Schanz *et al.*, 1999), comme un modèle hyperbolique pour tous les types des sols. Ce modèle est plus avantageux pour décrire la non linéarité des sols ; c'est également une application appropriée dans cette recherche car le sable se comporte généralement comme un matériau élastique linéaire avec un module de cisaillement G pour des déformations de cisaillement jusqu'à $\approx 10^{-5}$, et ensuite la relation contrainte-déformation est fortement non linéaire (Lee, Salgado, 1999). La base de tels modèles est la relation hyperbolique entre la déformation verticale et la contrainte déviatorique dans le chargement triaxial primaire. Cependant, HSM est bien mieux que le modèle original hyperbolique (*i.e* version améliorée de Duncan-Chang, 1970) car il adopte la théorie de la plasticité au lieu de l'élasticité et en incluant la dilatance du sol et une surface de charge totale (figure 2.16).

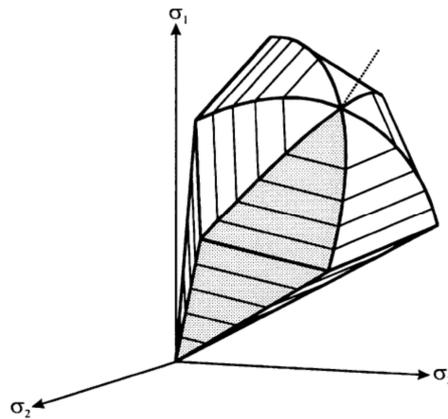


Fig.2.16. Représentation de la surface de charge totale dans l'espace des contraintes principales (Hejazi, 2018)

Dans le cas d'un essai triaxial drainé, l'expérimentation montre que la courbe contrainte-déformation a une forme hyperbolique (fig 2.17 a). En se basant sur ça, (Kondner et Zelasko , 1963) ont formulé la relation entre la déformation axiale et la contrainte déviatorique comme suit équ. 2.33 :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{50} \frac{q}{q_a - q} \text{ Avec } q_a = \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} (\sigma_3 + c \cot \varphi) \text{ et } \varepsilon_{50} = \frac{q_{50}}{E_{50}} = \frac{q_a}{2E_{50}} \quad (2.33)$$

En se basant sur la formulation de (Kondner et Zelasko, 1967), (Duncan et Chang ,1970) ont développé leur modèle hypoélastique (figure 2.17.b) en introduisant la mesure déviatorique q_f sous la forme équ. 2.34 :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{50} \frac{q}{q_a - q} \text{ Avec } q < q_f = \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} (\sigma_3 + c \cot \varphi) \text{ et } q_a = \frac{q_f}{R_f} \geq q_f \quad (2.34)$$

R_f : quotient de rupture (généralement = 0,9)

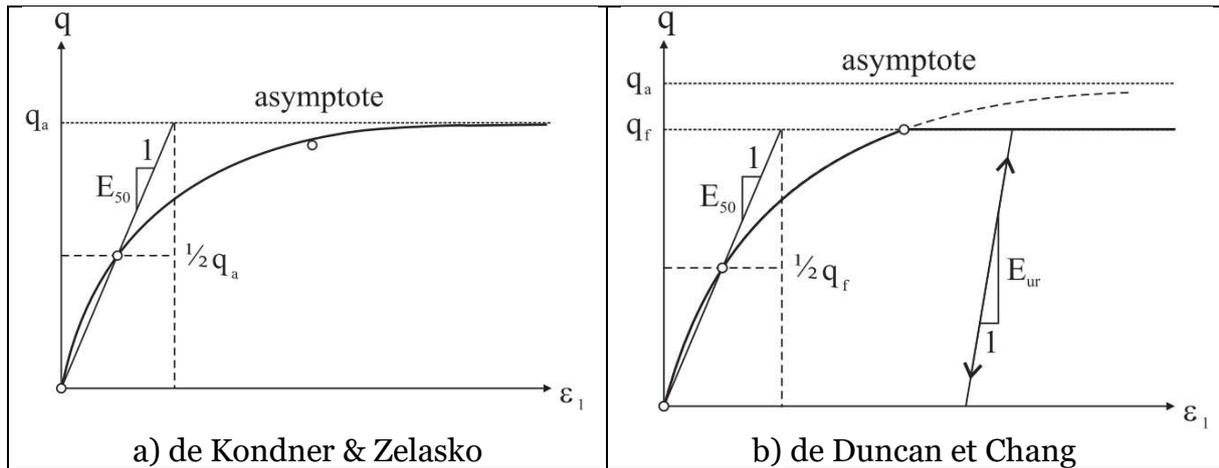


Fig.2.17. Courbe hyperbolique contrainte-déformation (Benz,2007)

Les tests de laboratoire standard, tels que les tests triaxiaux et œdométriques fournissent les caractéristiques de base du modèle, (Benz, 2007).

Le HSM est caractérisé par :

- Prise en compte de la relation contrainte-rigidité avec un facteur puissance (paramètre m) $0,5 < m < 1$ (Von ,1990) (Janbu, 1963) environ 0,5 pour les sables). (Hardin et Richard, 1963) ont eux-mêmes utilisé l'exposant de la loi de puissance $m = 0,5$ pour les sols cohésifs et non cohésifs. Aujourd'hui, leur exposant est largement confirmé pour les sols non cohésifs : toutes les corrélations récentes utilisent des exposants dans de nombreux chercheurs l'ont confirmé, d'autres ont trouvé des exposants aussi élevés que $m = 1,0$.

$0,40 \leq m \leq 0,55$. Pour les sols cohésifs, l'exposant $m = 0,5$ est controversé. De nombreux chercheurs l'ont confirmé, d'autres ont trouvé des exposants aussi élevés que $m = 1,0$.

- Déformations permanentes induites par contraintes déviatorique primaires (paramètre E_{50}^{ref}), et définit par un module de chargement sécant à 50% de la rupture.

$$E_{50}(\sigma) = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2.35)$$

- Déformations permanentes induites par la compression primaire (paramètre E_{oed}^{ref}) et module œdométrique.

$$E_{oed}(\sigma) = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2.36)$$

- deux paramètres élasticité de déchargement/rechargement (module E_{ur}^{ref} , coefficient de poisson $\nu_{ur} = 0,2$ par défaut)

$$E_{ur}(\sigma) = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2.37)$$

- et trois paramètres de rupture de Mohr-coulomb (paramètres c, φ, ψ)

Les modules sont non-linéaires et déterminés à partir de leur valeur pour une pression de référence égale à $p^{ref} = 100$ kPa par défaut.

- Préconsolidation initiale

Hejazi, 2010 en testant l'impact de différents modèles de comportement sur les déplacements au sein du massif, a montré que l'utilisation d'un modèle de comportement adapté au problème du creusement d'un ouvrage souterrain, tel que HSM, améliore sensiblement la prédiction des déplacements autour de l'ouvrage. En particulier, ce modèle conduit à une cuvette de tassement qui représente mieux les données expérimentales : elle est en effet plus profonde et moins large de celle obtenue avec le modèle MC (Kastriot, 2017).

De plus, ce modèle prend en compte l'érouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

2.3.4. Lois de comportement de de chaque couche

Selon Puzrin, 2012 Un modèle de sol à utiliser dans les simulations de tunnels devrait idéalement présenter les caractéristiques suivantes :

- a) *Bon ajustement jusqu'à 1% de contrainte de cisaillement* : Nyren (1998) note un contrainte de cisaillement maximum d'environ 1,0% (1,0%, c'est le seuil de petits déformations) pendant la construction du tunnel à St James's Park. Le modèle de sol doit donc reproduire le comportement réel jusqu'à ce niveau de déformation (figure 2.17).
- b) *Bonne prévision des pressions interstitielles* : étant donné que la dissipation des pressions interstitielles excessives pendant la construction détermine les changements pendant la consolidation (Wongsaroj, 2005), les pressions interstitielles doivent être prédits avec grande précision.
- c) *Bonnes prévisions drainées et non drainées* : Dans les argiles, la construction des tunnels est relativement à court terme et pratiquement non drainée, tandis que la consolidation à long terme est drainée. Le modèle de sol doit donc bien modéliser les deux comportements.
- d) *Bonne prévision de la variété des chemins de contrainte* : Le sol entourant un tunnel subit une variété de chemins de contrainte complexes pendant sa construction (Wongsaroj, 2005). Le modèle de sol doit donc correspondre à un large éventail de chemins de contrainte.

Basant sur la bibliographie présentée, et les résultats d'analyses géotechnique et statistique (Tableau 1.15, Tableau 1.16, Tableau 1.17, Tableau 1.18, Tableau 1.19,), du Chapitre 1, on peut tirer les paramètres mécaniques suivants.

Généralement, les géo-matériaux présentent un durcissement dans les premières phases de chargement dû principalement au remplissage des pores du sol. Cependant, pour les terrains sur-consolidés, un ramollissement des contraintes après le pic

apparaît. A cause du caractère de genèse sédimentaire des sols, ils présentent des comportements anisotropes mais seulement le vertical est considéré pour les analyses.

2.3.4.1. Couche Remblais RX

Pour cette unité (remblais), il existe qu'un seul essai de type cisaillement figure 2.18, et comme y'a pas d'essais de compression uni-axiales, il est indispensable d'adopter l'approche empirique et estimer les paramètres à partir : des essais in-situ (SPT), d'autres projets similaires, et/ou la littérature technique.

Tableau 2.06. Propriétés physiques et mécaniques caractéristiques de l'unité Remblais (RX)

Paramètre (unité)	Valeur caract.
Masse volumique humide	21,58
Masse volumique sèche	18,65
Indice de plasticité	25,82
Indice de compression	12,97
Pression de consolidation du sol naturel	342
Cohésion effective (kPa)	32,5
Angle de frottement interne effectif (°)	14,00
Résistance à la compression (kPa)	40
Module de Young (MPa)	6
	9
	12

Pour le module de Young, les estimations basées sur les essais in-situ sont généralement surestimées et parfois peuvent atteindre l'ordre de 300%. En plus ces corrélations sont généralement adoptées lors des projets de fondations où la consolidation (tassement) des sols joue le rôle prépondérant. .

L'unité RX est composée principalement de l'argile molle moyennement consolidé, et selon (Bowles, 1987, U.S.Army, 1994 et Burt, 2007 (tableau 2.07),) la valeur du module de Young est comprise entre 5 et 12 MPa.

Tableau 2.07. Valeurs typiques du Module de Young pour les sols argileux (d'après Burt, 2007)

	Module d'élasticité (MPa)	
	Court terme	Long terme
Très lâche	<3	<2
Lâche	2-7	1-5
Molle	5-12	4-8
Moyennement compact	10-25	7-20
Compact	20-50	15-35
Très compact	40-80	30-60

Selon la valeur de SPT **Tableau 1.04** (voir Chapitre 1,) et les recommandations de (Peck et Terzaghi, 1967, ISRM, 1978a et Jay *et al.*, 2016), la résistance à compression uniaxiale est de l'ordre de 40 kPa : $25 < R_c < 50 \text{ kPa}$

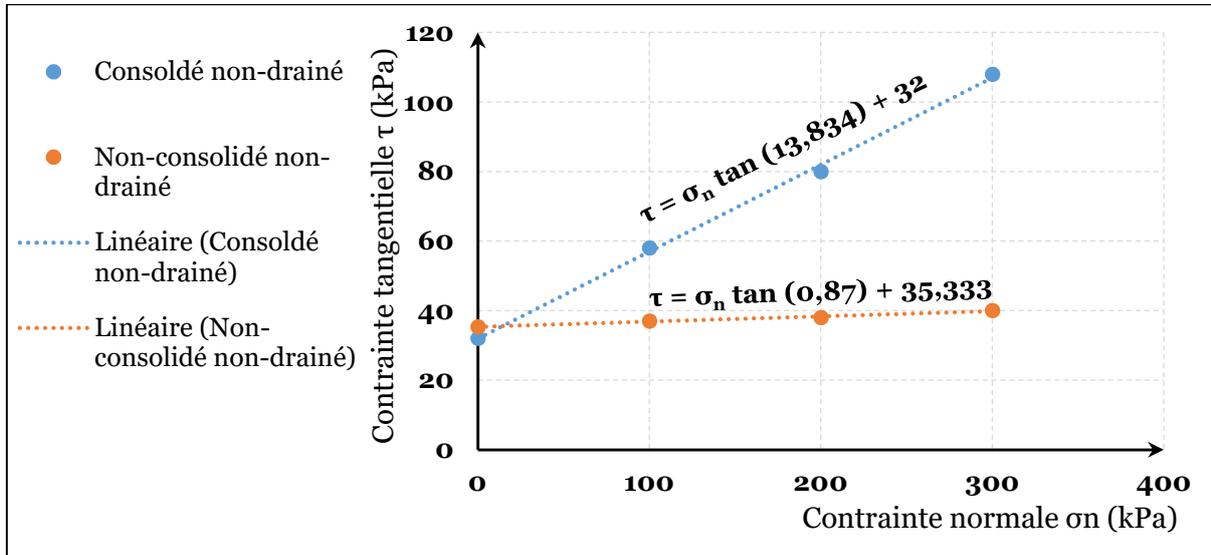


Fig.2.18. Courbe intrinsèque pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Remblais

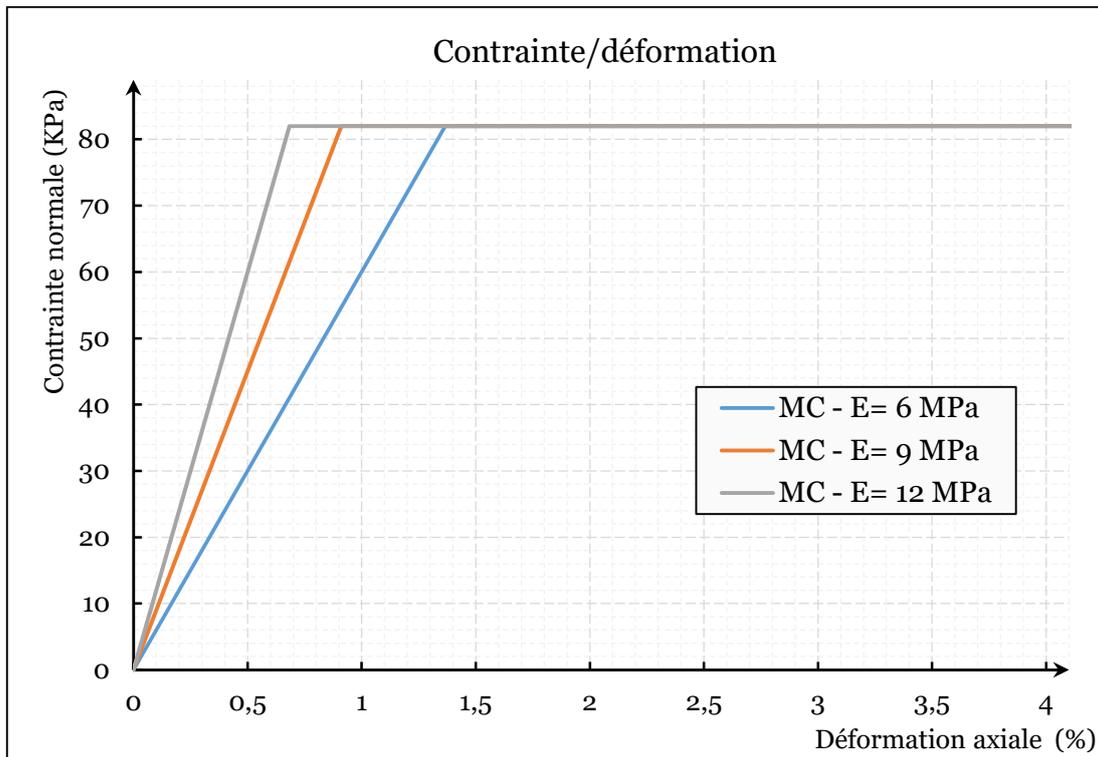


Fig.2.19 : Modèles de comportement type MC de l'unité RX

Le model HSM de cette unité n'est pas présent due à l'absence d'essais triaxiales, et la figure 2.19 n'est une représentation MC sur la base des paramètres obtenus empiriquement. Pour cette raison, trois valeurs sont adoptées pour l'analyse numérique (tableau 2.14).

2.3.4.2. Unité Quaternaire Argileux

Cette unité possède une valeur assez importante de cohésion (figure 2.20 et 2.21) confirmée par l'essai de cisaillement.

Tableau 2.08. Propriétés physiques et mécaniques caractéristiques de l'unité Quaternaire Argileux (QA)

Paramètre (unité)	Valeur caract.
Masse volumique humide (kN/m ³)	21,00
Masse volumique sèche (kN/m ³)	17,90
Tau des fines (%)	78,6
Indice de plasticité (%)	22,72
Indice de compression (%)	12,79
Pression de consolidation du sol naturel	2,56
Cohésion effective (kPa)	80,00
Angle de frottement interne effectif (°)	12,00
Résistance à la compression (kPa)	317,0
Module de Young (MPa)	10
	15
	20

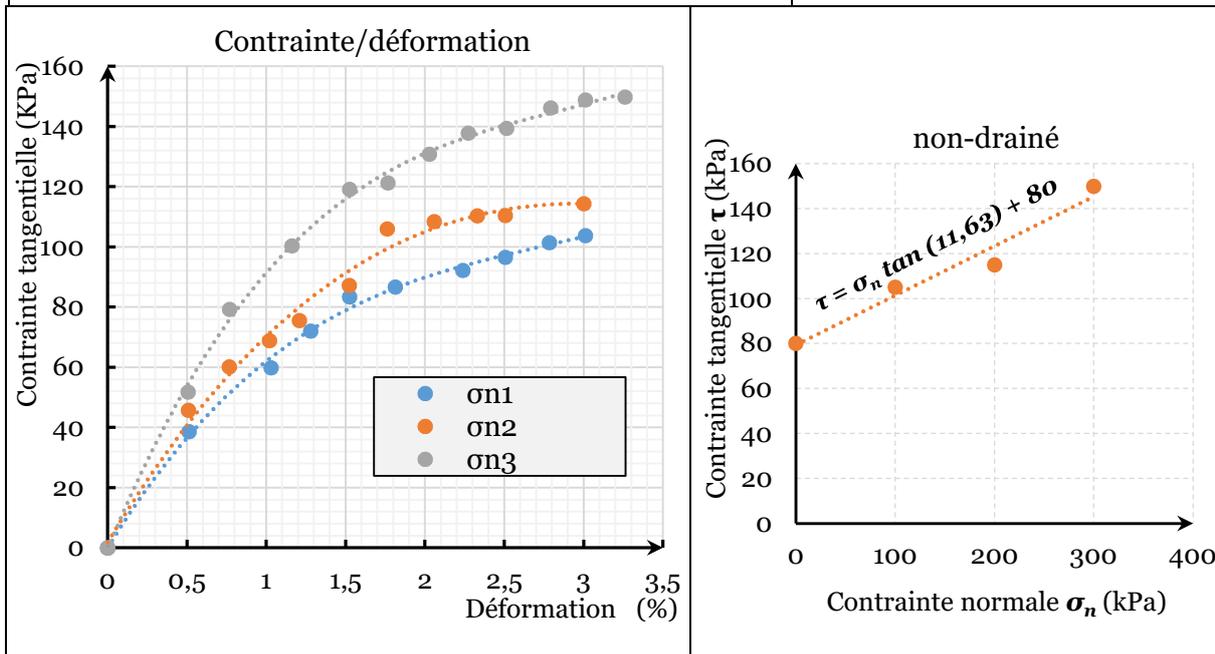


Fig.2.20. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Quaternaire argileux

Fig.2.21. Courbe intrinsèque pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Quaternaire argileux

Cette valeur est due principalement au taux élevé des fines (fraction d'argile) qui sert à cimenter les grains du squelette de sol.

2.3.4.3. Unité Quaternaire Sableux ‘QS’

Cette unité stratigraphique se diffère de QA par le tau des sables. Ce caractère rend cette unité plus fragile aux contraintes de cisaillement notamment la cohésion (Tableau 2.09). De plus la cohésion est largement impactée par les conditions hydriques de l’essai (figure 2.25).

Tableau 2.09. Propriétés physiques et mécaniques caractéristiques de l’unité Quaternaire Sableux (QS)

Paramètre (unité)	Valeur caract.
Masse volumique humide (kN/m ³)	20,10
Masse volumique sèche (kN/m ³)	18,10
Tau des fines (%)	29,57
Indice de plasticité (%)	19,59
Indice de compression (%)	8,20
Pression de consolidation du sol naturel	377
Cohésion effective (kPa)	4,00
Angle de frottement interne effectif (°)	25,00
Module de Young (MPa)	27,00
Résistance à la compression (kPa)	360

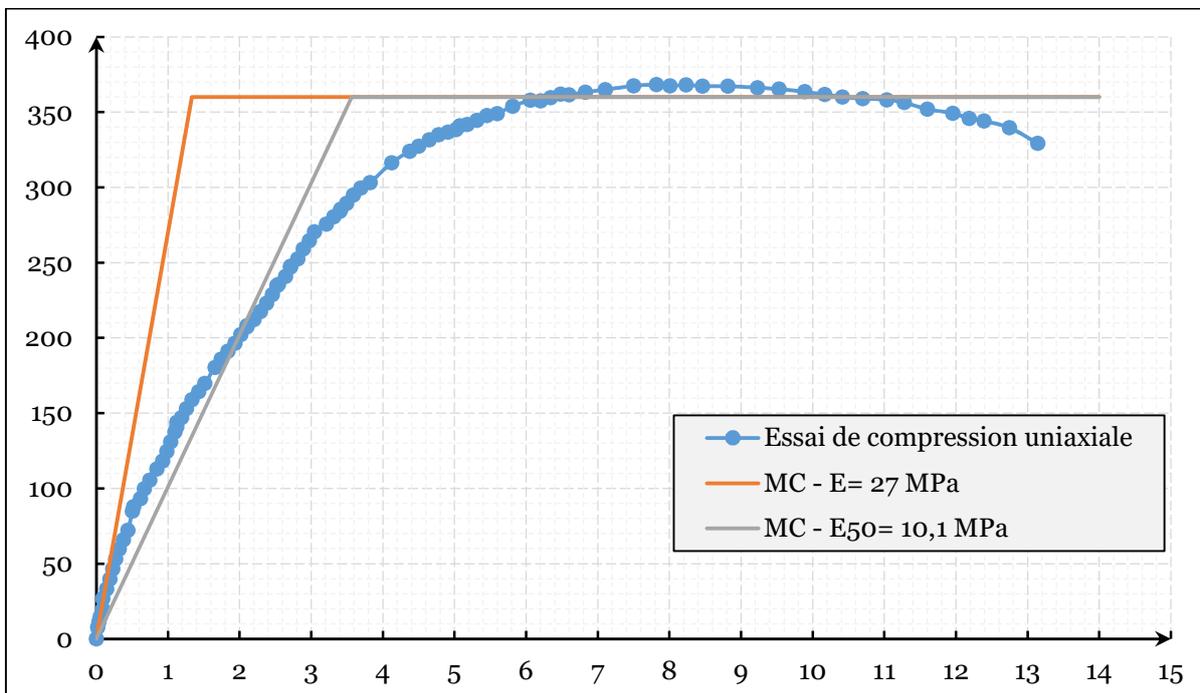


Fig.2.22. Courbe contrainte-déformation pour l’essai de compression uni axial de couche Quaternaire Sableux

Mais pour les essais de compression uni-axiale (figure 2.22) et triaxiale (figure 2.23 - 2.24), QS montre une résistance plus importante.

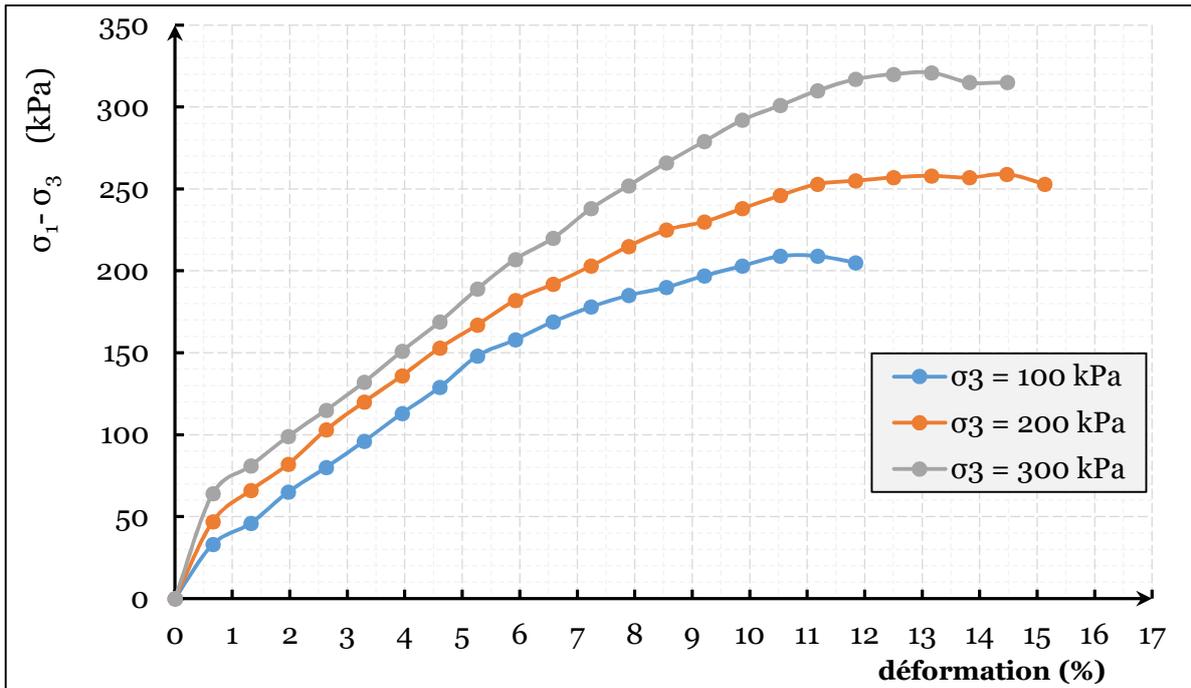


Fig.2.23. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de triaxial de couche Quaternaire Sableux

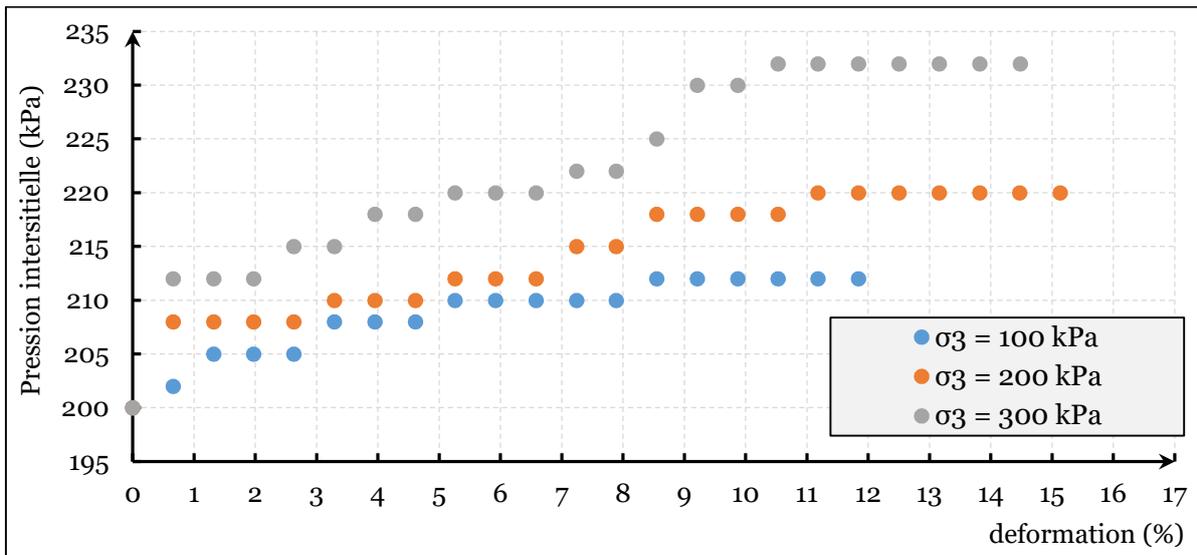


Fig.2.24. Courbe pression interstitielle-déformation pour l'essai de triaxial de couche Quaternaire Sableux

L'évolution des contraintes dans l'essai triaxiale illustré sur la figure 2.24 est largement dépendante de pression de confinement (augmentation de la pression de confinement augmente la résistance à la déformation).

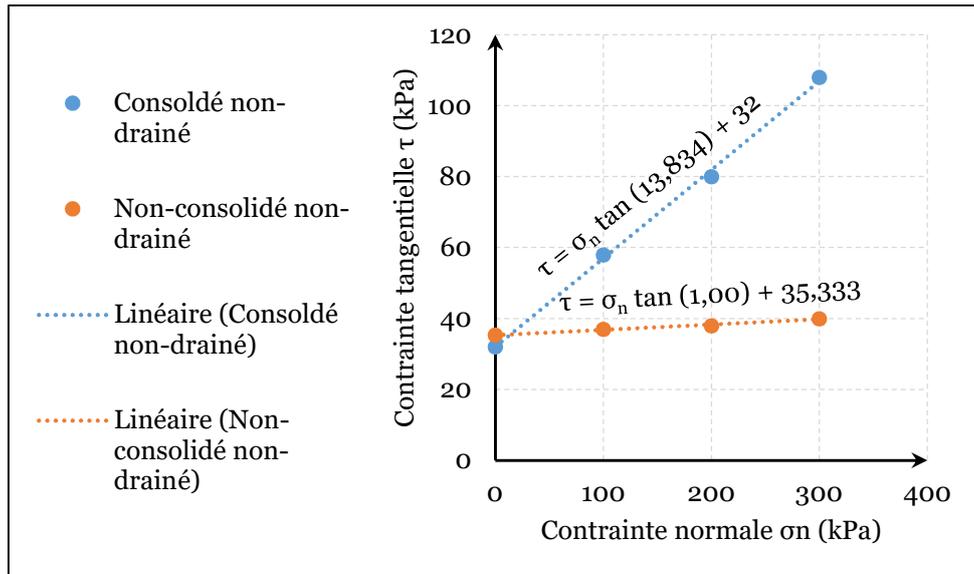


Fig.2.25. Courbe intrinsèque pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche

2.3.4.4. Unité Quaternaire Marneux 'QM'

Les matériaux rencontrés sur terrain présentent un comportement normalement consolidé (durcissement et stabilisation des contraintes).

Tableau 2.10. Propriétés physiques et mécaniques caractéristiques de l'unité Quaternaire Marneux (QM)

Paramètre (unité)	Valeur caract.
Masse volumique humide (kN/m ³)	20,83
Masse volumique sèche (kN/m ³)	17,44
Tau des fines (%)	82,93
Indice de plasticité (%)	23,01
Indice de compression (%)	11,77
Pression de consolidation du sol naturel	269
Cohésion effective (kPa)	42,00
Angle de frottement interne effectif (°)	16,15
Résistance à la compression (KPa)	367
Module de Young (MPa)	19,00

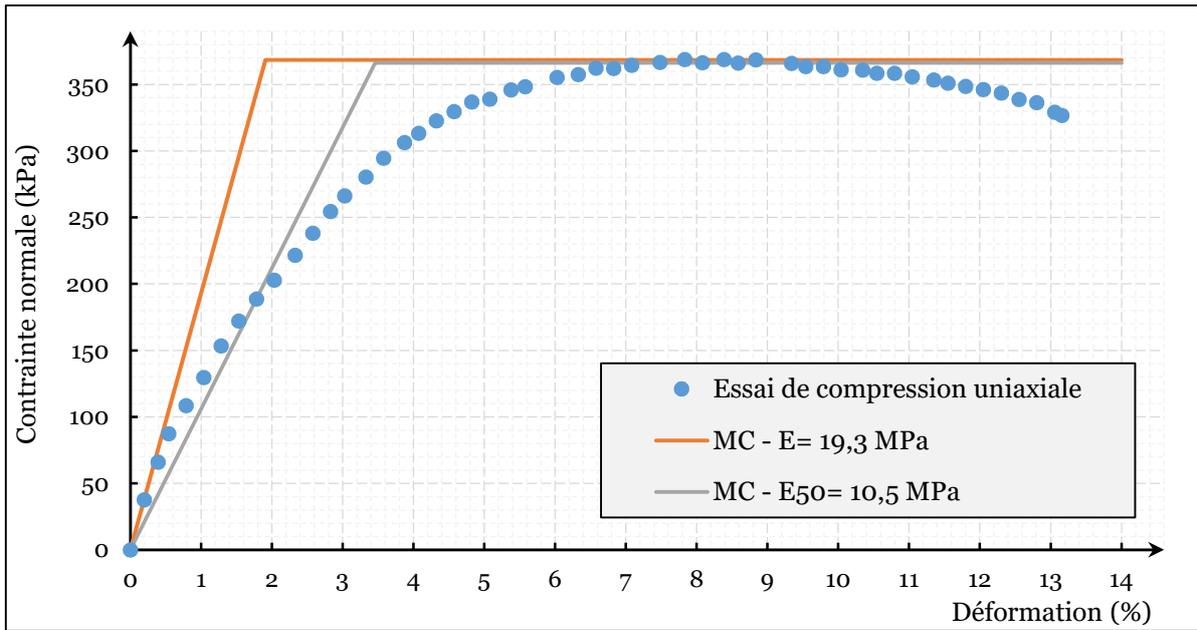


Fig.2.26. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de compression uni axial de couche Quaternaire Marneux

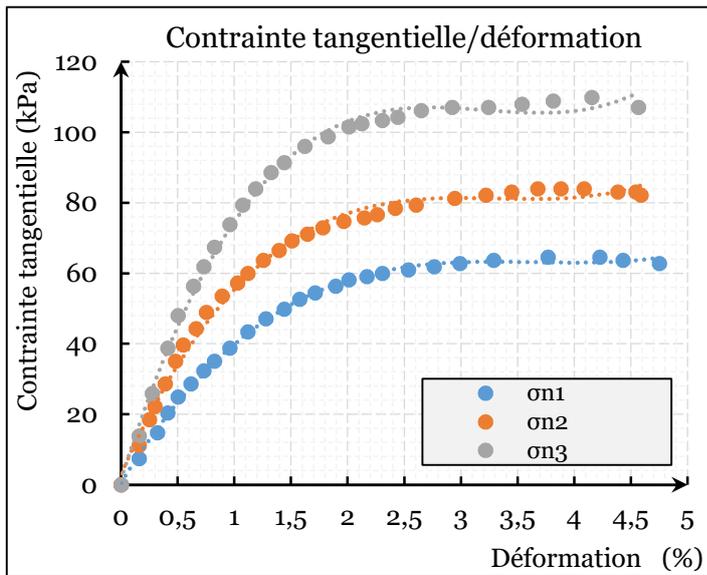


Fig.2.27. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Quaternaire Marneux

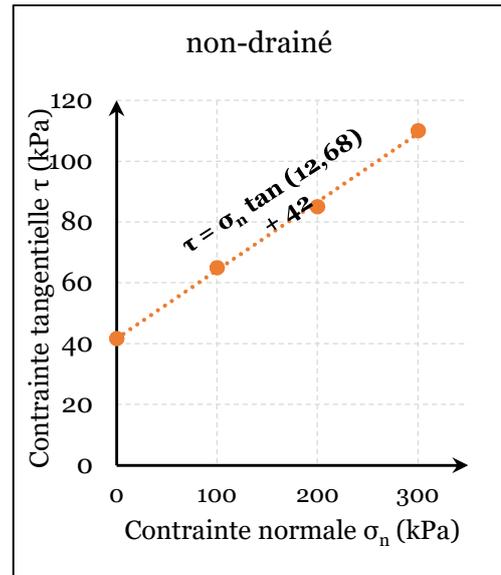


Fig.2.28 Courbe intrinsèque pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Quaternaire Marneux

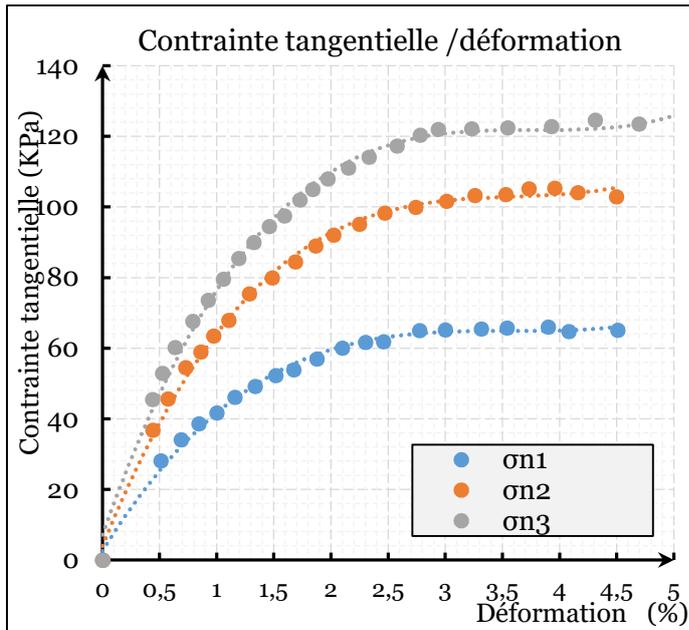


Fig.2.29. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Quaternaire marneux (2)

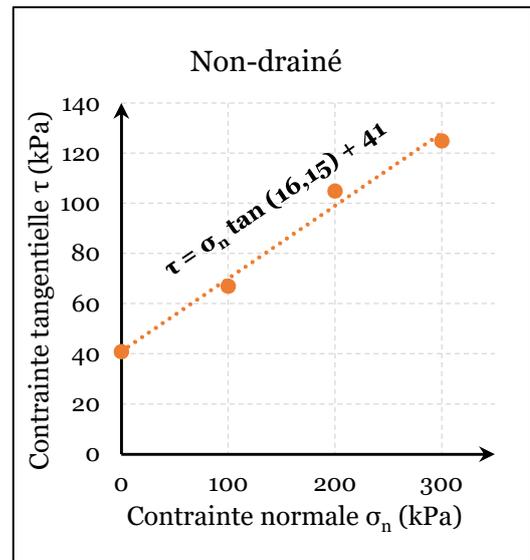


Fig.2.30. Courbe intrinsèque pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Quaternaire marneux (2)

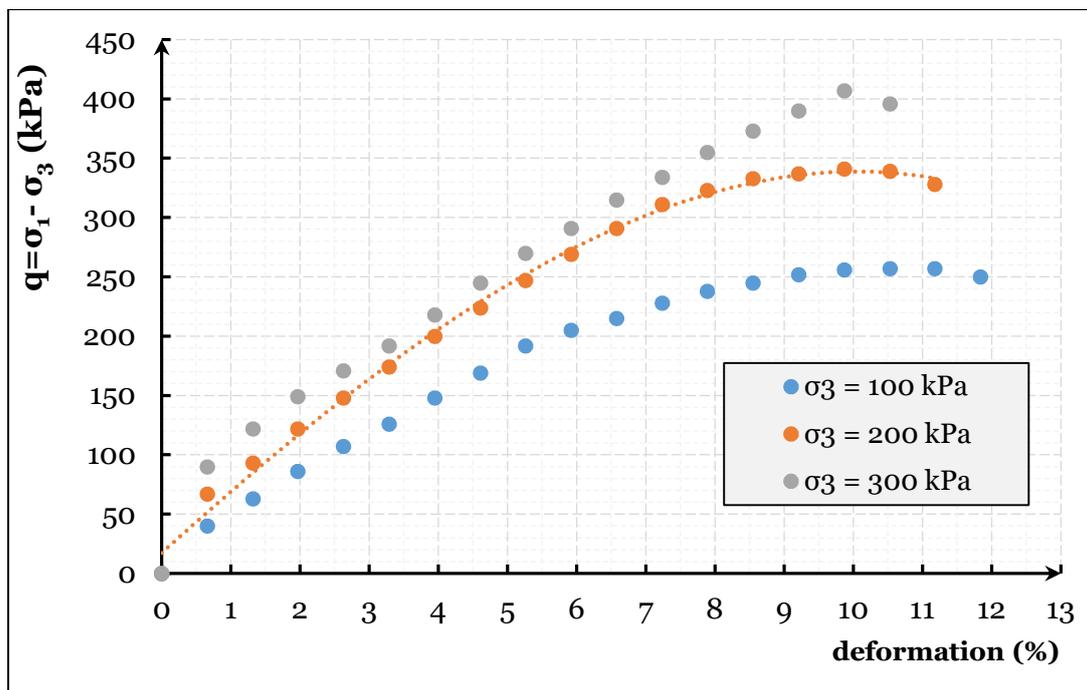


Fig.2.31. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de triaxial de couche Quaternaire marneux

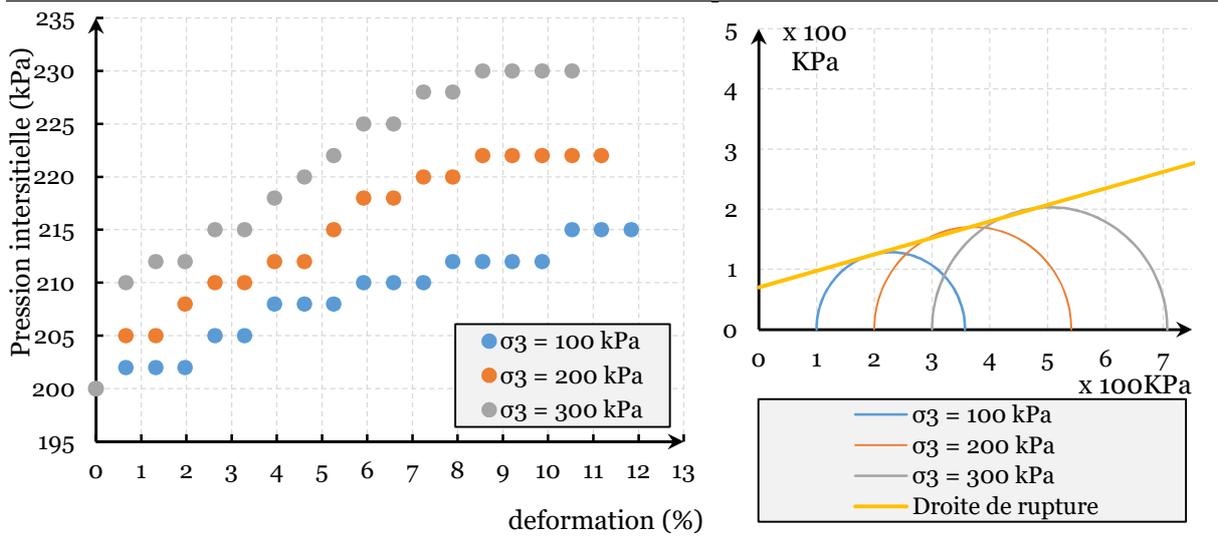


Fig.2.32. Courbe pression interstitielle-déformation pour l'essai de triaxial de couche Quaternaire marneux

Fig.2.33. Courbe intrinsèque pour l'essai de triaxial de couche Quaternaire marneux

L'unité QM présente un comportement argileux normalement consolidé et une faible résistance à la compression et au cisaillement, mais une cohésion modérée.

2.3.4.5. Unité tertiaire sable 'TS'

Tableau 2.11. Propriétés physiques et mécaniques caractéristiques de l'unité Tertiaire Sable (TS)

Paramètre (unité)	Valeur caract.
Masse volumique humide (kN/m ³)	20,86
Masse volumique sèche (kN/m ³)	17,3
Tau des fines (%)	26,46
Indice de plasticité (%)	16,10
Indice de compression (%)	11,25
Pression de consolidation du sol naturel	369
Cohésion effective (kPa)	30
Angle de frottement interne effectif (°)	12,4
Résistance à la compression (KPa)	111,0
Module de Young (MPa)	41,00

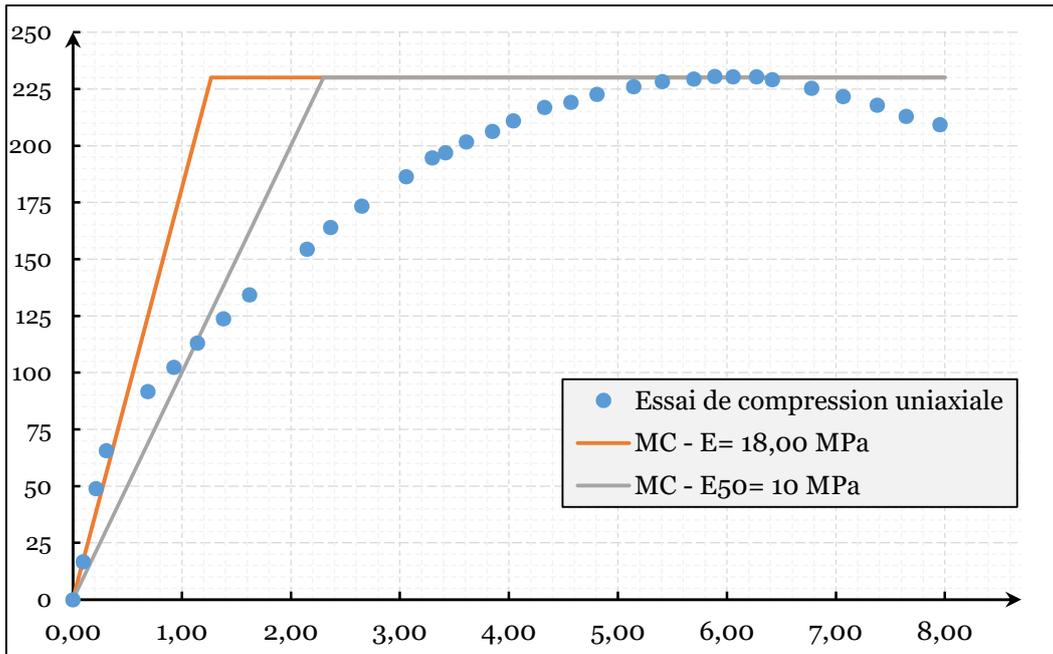


Fig.2.34. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de compression uni axial de couche Tertiaire sableux

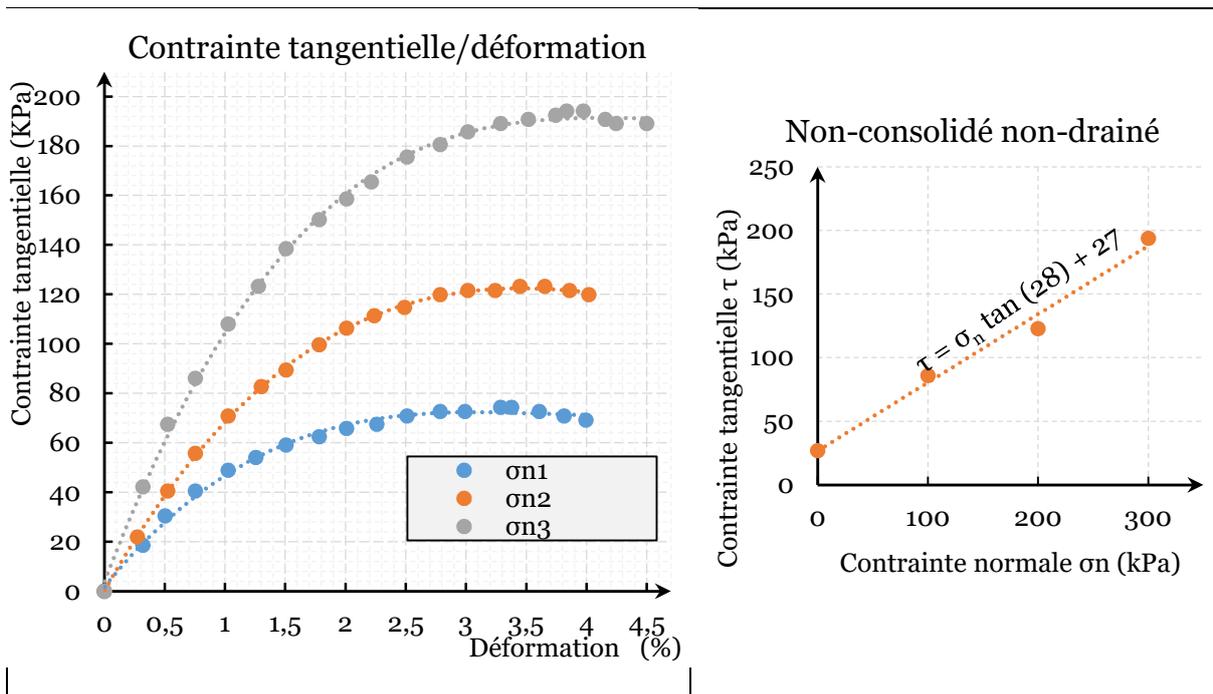


Fig.2.35. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Tertiaire sableux

Fig.2.36. Courbe intrinsèque pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Tertiaire sableux

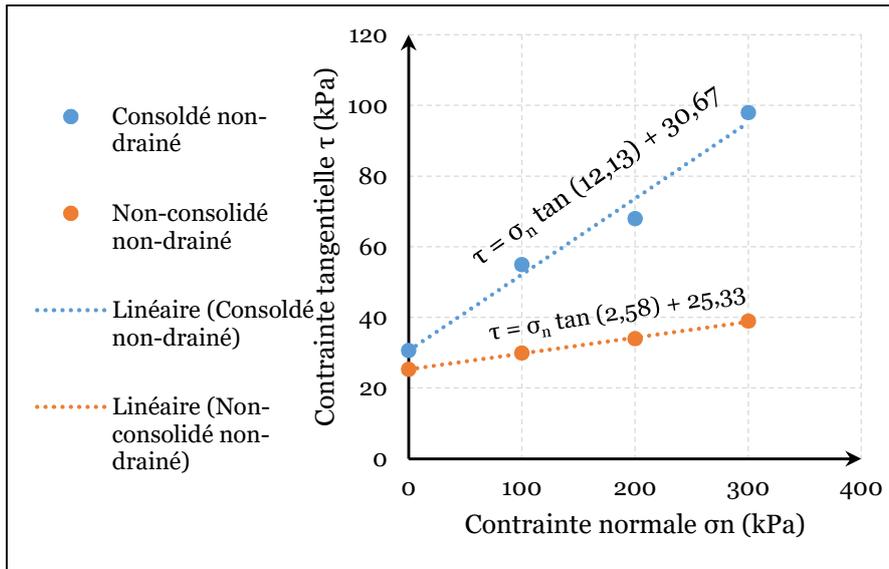


Fig.2.37. Courbe intrinsèque pour l'essai de cisaillement à la boîte de couche Tertiaire sableux

Comme cet unité est caractérisé par une hétérogénéité (présence des lentilles des grés consolidé), ces valeurs obtenus par essais de laboratoire sont pas vraiment représentatifs pour l'unité en globale, et sous-estime la résistance à la compression et par conséquence le module de Young.

2.4. Conclusion

Les problèmes de stabilité durant et après le creusement de tunnels ne peuvent être résolus que si le comportement mécanique des matériaux impliqués est suffisamment compris. Compte tenu de la complexité des géo-matériaux, les équations constitutives peuvent être très complexes et souvent source de confusion mais elles représentent un maillon indispensable dans la modélisation numérique.

Pour déterminer les paramètres géomécaniques d'un sol, il faut utiliser les essais appropriés pour bien simuler les contraintes mécaniques rencontrés sur terrain. En effet, le présent chapitre montre que le comportement mécanique d'un sol n'est pas lié seulement au type de sollicitation mais aussi dépendant de composition et l'état hydrique.

Les unités stratigraphiques rencontrées sur site de construction ont un comportement argileux normalement consolidés. Mais, ils présentent des valeurs très différentes impliquées par leurs compositions.

Chapitre 03 : Techniques de tunnelisation et estimation des tassements

3.1. Introduction

La construction en souterrains dans des zones urbaines reste toujours un défi pour les experts. Ce type de tunnels est généralement construit à faible profondeur afin de réduire les coûts de construction et d'exploitation, mais amplifier les contraintes de réalisation. Les techniques de tunnelisation se sont développées afin de satisfaire bien sûr en premier lieu aux impératifs de stabilité lors du creusement, ce qui devient de plus en plus délicat lorsque l'on a à faire à des tunnels de grandes sections en sols meubles (c'est le cas des tunnels des métros).

Du fait de leur localisation (généralement au cœur des villes), les conséquences des incidences potentielles peuvent être graves et la maîtrise des déformations induites par le creusement est indispensable.

Les mouvements de sol induits par le creusement d'un tunnel sont le résultat de phénomènes complexes liés à la perturbation de l'état initial des contraintes (Hamza *et al.*, 2005 ; Kwon *et al.*, 2009). Cette modification du champ des contraintes se traduit initialement par un déplacement du front vers l'excavation et par une convergence des parois du tunnel en créant par conséquent une perte de volume (Schlosser, 1989). Proportionnellement au taux de perte de terrain, des déplacements verticaux et rarement horizontaux apparaissent généralement à la surface sous forme d'une cloche connue par '*cuvette du tassement*'.

La magnitude de tels déplacements est dépendante de plusieurs facteurs :

- La nature de terrain (argileux ou sableux / molle ou compact), (Macklin *et al.*, 1986 ; Kim, 1996 ; Dindarloo et Elnaz, 2015 ; Tang *et al.*, 2017 ; et autres) ;
- de la profondeur, exprimé par le rapport profondeur/diamètre (Ngan *et al.*, 2015 ; Chengping et Kaihang, 2015 ; Wang *et al.*, 2018)
- de la géométrie de l'excavation (Wang *et al.* 2019 ; Zeng *et al.*, 2019) ;
- et la méthode de creusement adopté (Ercelebi *et al.*, 2011 ; Novozhenin et Vystrchil, 2016).

Quatre approches permettent d'estimer les mouvements lors du creusement d'un tunnel : *analytique, physique, empirique* et *numérique*.

3.2. Profondeur de l'excavation

La profondeur d'une excavation souterraine joue un rôle prépondérant dans l'analyse des contraintes et déformations lors des projets des tunnels (Atkinson, 1977 ; Ngan *et al*, 2015 ; Chengping et Kaihang, 2015 ; Wang *et al*, 2018). Mais, si l'on se réfère à leur mode d'exécution, on peut distinguer (figure 3.01) :

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

Selon la forme des ouvrages, on peut distinguer :

- les tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable ;
- les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante.

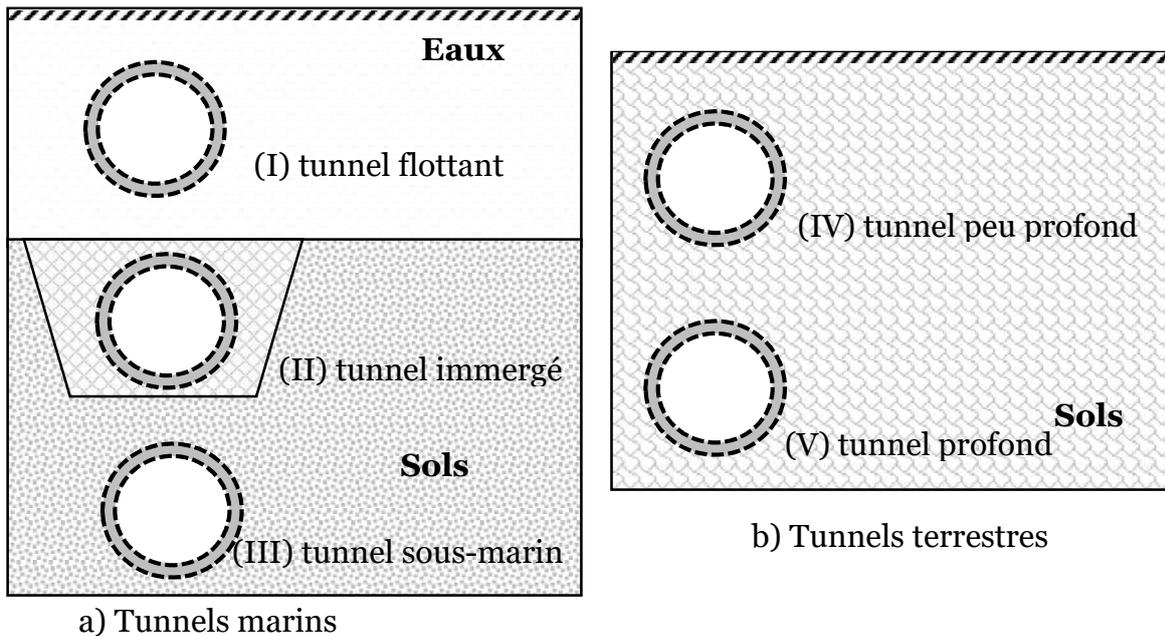


Fig 3.01. Classification des tunnels selon le mode d'exécution (AFTES)

Un tunnel est dit peu profond (non profond) si le rapport entre son couvrement 'C' et son diamètre (ou diamètre équivalent) 'D' est faible, autrement dit si $C/D < 2$ (figure 3.02).

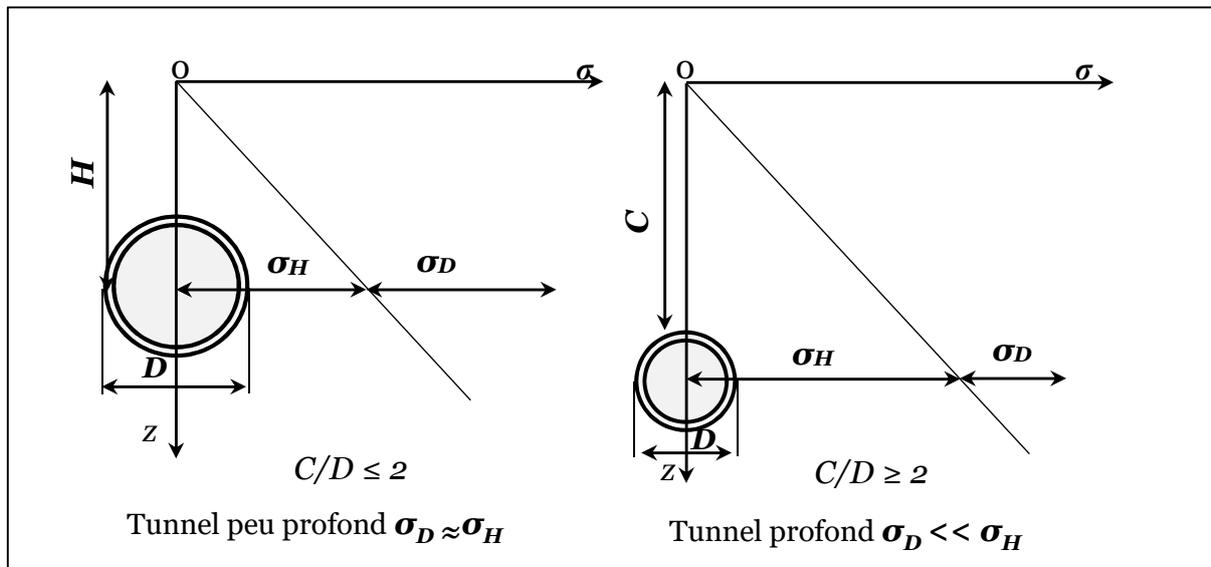


Fig. 3.02. Distinction entre tunnel peu-profond et profond (modifié d'après Benamar, 1996)

Cela revient à dire que la variation de contrainte verticale initiale entre les parties supérieure et inférieure de la section du tunnel (avant excavation) est négligeable devant la contrainte initiale verticale due au poids des terres à la profondeur moyenne du tunnel (Benamar, 1996).

Atkinson, 1977 a signalé l'impact de la profondeur d'une excavation sur sa stabilité en adoptant deux approches analytique et expérimentale (modèle physique) d'un tunnel peu profond circulaire dans un sol pulvérulent avec soutènement dans des conditions semblables à celles rencontrés pendant la construction. L'enquête expérimentale est faite sur un modèle réduit à l'aide d'une centrifugeuse à l'Université de Cambridge, et pour l'approche analytique, les théorèmes limites supérieures et inférieures et on montre que des prévisions des contraintes et tassements à partir de ces solutions sont avoisinants.

La réduction de la couverture des tunnels (métro) peu profonds peut réduire les coûts de construction en abaissant les coûts des stations, augmenter la sécurité et réduire les coûts d'exploitation à long terme. Mais la réduction du rapport couverture/diamètre induit des déplacements surfaciques plus importants. À la suite de cela, Ngan *et al*, 2015 a adopté plusieurs modèles pour déterminer la couverture minimale tout en assurant la stabilité du processus de tunnelisation et terrain avoisinant dans le cas d'un sol meubles.

Dindarloo *et Elnaz*, 2015 ont proposé une classification des déplacements induits par les processus de tunnelisation dans les terrains meubles pour les tunnels peu-profonds (tableau 3.01), tout en adoptant une approche de classification algorithmique (arbre de décision et l'algorithme C4.5), sur 34 projets à travers le monde. Leurs analyses eux permettent de restreindre les valeurs de l'inflexion pour tous types des projets. L'application des techniques de l'intelligence artificielle dans le domaine des tunnels est relativement nouvelle. Ces techniques nécessitent une base des données assez large mais elles semblent très prometteuses. L'utilisation de telle approche (IA) est très

modeste dans les chantiers dus à leur complexité pour les ingénieurs, absence des logiciels commercialisés destinés aux problèmes des tunnels et surtout le problème de la *boite noire* (représentation d'un système sans considérer son fonctionnement interne) dans ce type de solution.

Tableau 3.01 : classes des tassements surfaciques (Dindarloo et Elnaz ,2015)

	Classe	Tassement surfacique maximale (MSS)
(I)	classe 'A'	$MSS < 9,9 \text{ mm}$
(II)	classe "B"	$10,6 < MSS < 19,9 \text{ mm}$
(III)	classe "C"	$20,6 < MSS < 29,9 \text{ mm}$
(IV)	classe "D"	$MSS < 30 \text{ mm}$

Barton *et al*, (1974) présente sa classification des ouvrages souterrains en tenant compte de la sécurité requise pendant l'exploitation sous la forme suivante (Tableau 3.02). Cette classification ne tient compte des conditions techniques et géologiques des projets. Elle fournit aussi une idée générale sur les contraintes techniques imposées sur le soutènement.

Tableau 3.02 : Classification des ouvrages souterrains. (Barton *et al*,1974)

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

3.3. Techniques de construction

Comme les terrains sont d'une nature hétérogène et complexe, il devient nécessaire d'adopter une méthode de construction plus convenante. Une classification proprement dit des technique de tunnelisation est difficile par le fait que à chaque fois

un tunnel est percé, un mélange des techniques est employé (méthodes de présoutènement, ordre et phasage des pas d'avancement, types de soutènement etc.).

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

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

AFTES, 2000, a proposé une classification des techniques d'excavation mécanisée (tableau 3.03) en tenant compte de : position de soutènement, sens et mode d'attaque de front de taille, type de tête d'attaque.

Tableau 3.03 : Classification des techniques d'excavation mécanisée (AFTES ,2000)

Type de soutènement	Famille	Catégorie	Type
Sans	Machine à attaque ponctuelle	Haveuse rotative	A axe longitudinal
			A axe transversal
		Haveuse non rotative	à godet
			Ripeur ou pic
			Brise roche
	Tunnelier à appui radial ou grippeur		
Aléseur			
Latéral	Bouclier mécanisé ouvert	A appui radial	Pleine face
		A appui longitudinal	Pleine face
			A attaque ponctuelle
		A appui mixte	Pleine face
Latéral et frontal	Bouclier mécanisé fermé	A soutènement mécanique	Pleine face
			A attaque ponctuelle partielle
		A confinement d'air comprimé	Pleine face
			A attaque ponctuelle partielle
		A confinement de boue	Pleine face
		A confinement de terre	Pleine face
		A confinement mixte	Mode ouvert et confinement de terre
			Mode ouvert et confinement de boue
A confinement de terre et de boue			

Mais, grâce à ces progrès technologiques qui ont fourni des outils permettant de travailler plus facilement dans des conditions difficiles, c'est dans les concepts mêmes d'utilisation des techniques séquentielles que sont apparues progressivement deux idées nouvelles, qui ont permis d'élargir la gamme d'utilisation de ces techniques aux tunnels de grandes sections en terrains difficiles (AFTES).

3.3.1. Méthode NATM

Pour de plus courtes portions de tunnels non circulaires ou des tunnels à géométrie variable, la Nouvelle Méthode Autrichienne, aussi connue sous le nom « méthode d'excavation séquentielle », fournit une solution rentable, flexible et sécuritaire. Le Comité National Autrichien pour la Construction de Cavités de l'Association Internationale des Travaux Souterrains (AITES) définit la méthode NATM comme : *“La Nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels (NATM) suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément de support par activation d'un anneau de terrain portant.”* Cette définition repose sur un concept essentiel d'auto-portance du massif. En effet, le tunnel est excavé séquentiellement et le soutien vient de béton projeté, utilisé en combinaison avec des renforcements préalables de fibre ou de treillis soudé et des éléments porteurs d'acier en barres arquées. Des procédés d'amélioration des sols tels que l'injection de coulis, le drainage, la congélation des sols et des canalisations de déversement jointoyées peuvent aussi être utilisés pour stabiliser les surfaces.

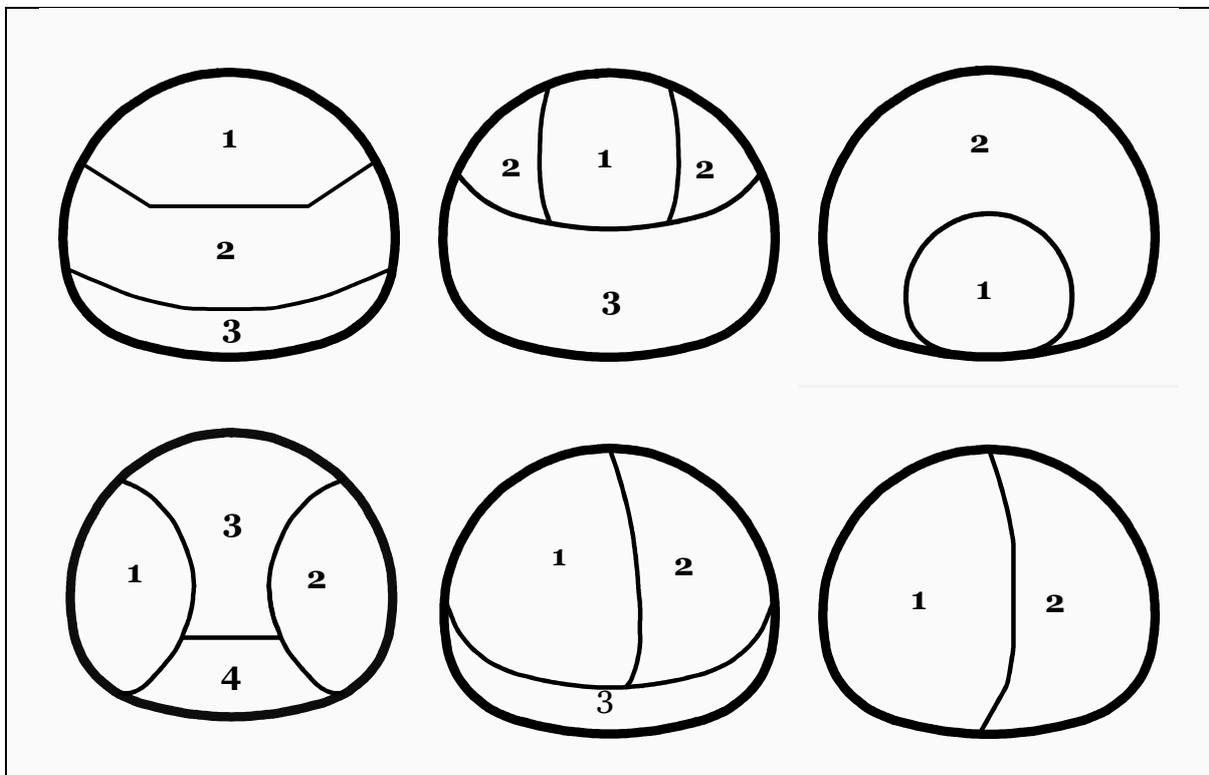


Fig.3.03 : Exemples des séquences d'excavation (modifié d'après Schüss, 2010)

En outre, Müller (1990) a résumé les caractéristiques particulières du NATM dans une liste de 22 principes. Les plus importants d'entre eux sont les suivants :

1. La principale composante porteuse d'un tunnel est la masse environnante. Préliminaire le support et le revêtement final ont pour fonction d'établir un anneau porteur ou une coquille de roulement sphérique tridimensionnelle dans le terrain.
2. Des éléments de support supplémentaires doivent être utilisés pour préserver la résistance de terrain et donc empêcher le relâchement et les déformations importantes.
3. L'épaisseur de la couche de béton projeté doit être aussi mince et flexible que possible et un renforcement supplémentaire doit être ajouté.
4. Le temps de fermeture de l'anneau est d'une importance cruciale d'un point de vue mécanique et devrait être fait dès que possible.
5. Afin d'optimiser les processus de tunnelisation, des tests de laboratoire préliminaires et des mesures de déformation dans le tunnel doivent être effectuées.

Cependant, le caractère le plus célèbre définissant NATM est le phasage du creusement du front de taille (section divisé) figure 3.03, cette particularité est pour but de minimiser les contraintes et les déformations.

3.3.2. Méthode ADECO-RS

En analysant différents chantiers de tunnels en Italie en conditions géologiques difficiles (tunnels de S. Stefano, S Elia, Tasso etc.), (Lunardi, 2008) a noté que :

- la convergence en tunnel n'est que l'ultime manifestation des déformations du sol. Elle résulte de la préconvergence et de l'extrusion du front de taille (voir figure 1.1) et suggéré la mesure l'extrusion dans le massif pour évaluer le niveau de pré-convergence (figure 3.04).
- dans des sols meubles, le niveau de déformations augmente si la rapidité d'avancement du creusement diminue (Janin, 2012).

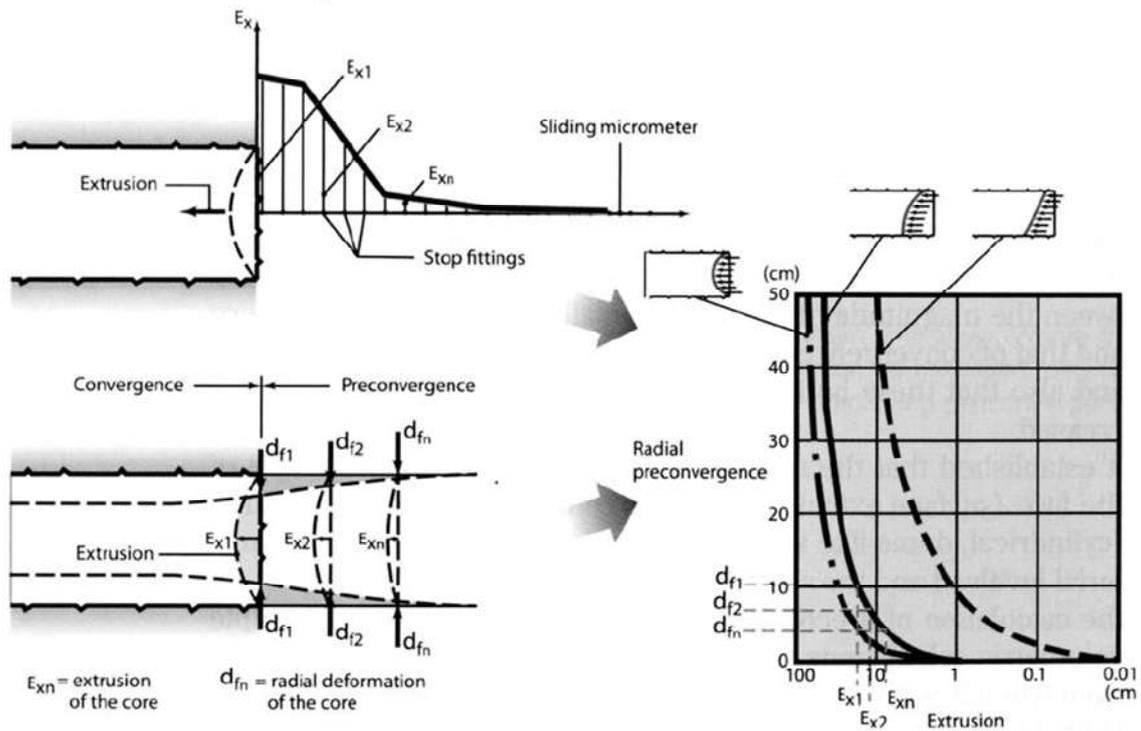


Fig 3.04 : Mesure d'extrusion et relation avec la préconvergence selon le type de comportement du système front-noyau d'après (Lunardi, 2008)

Le concept de Lunardi de renforcer le noyau de sol devant le front de taille marque une nouveauté par rapport aux principes de (Rabcewicz 1964, 1965), qui a défini la méthode NATM. De même que Lunardi, Rabcewicz pensait également que les tunnels devaient être excavés en pleine section mais il n'avait pas trouvé une solution pour réaliser ceci dans des terrains difficiles (Janin, 2012).

Pour cette raison, la méthode NATM est adoptée généralement en front divisé en plusieurs phases, suivant la tradition plus que bicentennaires qui se basait sur les expériences de creusement des galeries dans les mines. Cet aspect a été bien mis en évidence par (Janin, 2012), qui en comparant les deux méthodes a mis en évidence les principales différences entre NATM et ADERCO.

- Dans la phase d'étude, la méthode NATM s'intéresse seulement aux déformations qui se manifestent dans le tunnel, alors que l'analyse des déformations du noyau devant le front de taille est essentielle dans l'approche ADECO-RS.
- Dans la phase de creusement, la méthode de Lunardi, à différence de celle NATM, dans l'utilisation différents types de présoutènement dans la zone devant le front de taille. Ce preconfinement doit trouver une continuité avec le soutènement rigide mis en place derrière le front, avec fermeture du radier le plus proche possible du front dans des conditions géologiques difficiles. Cette dernière réflexion était partagée par Rabcewicz.

3.3.3. Méthode par TBM

Le creusement des excavations par tunnelier ou TBM (*anglais* Tunnel Boring Machine) consiste à l'attaque globale en continu le front de taille et, si nécessaire, la mise en place d'un revêtement à faible distance du front de taille.

Sauf exception, le tunnelier réalise un tunnel de forme circulaire, et utilisé comme solution de rechange à l'excavation par abattage manuel, mécanique ou à l'explosif.

En terrain tendre nécessitant un soutènement important, la forme circulaire est plus avantageuse de point de vue répartition des efforts. Le tunnelier comporte alors un bouclier pressurisé ou non figure 3.05 (CETU ,1998 ; GT4R3F1 ;Möller, 2006).

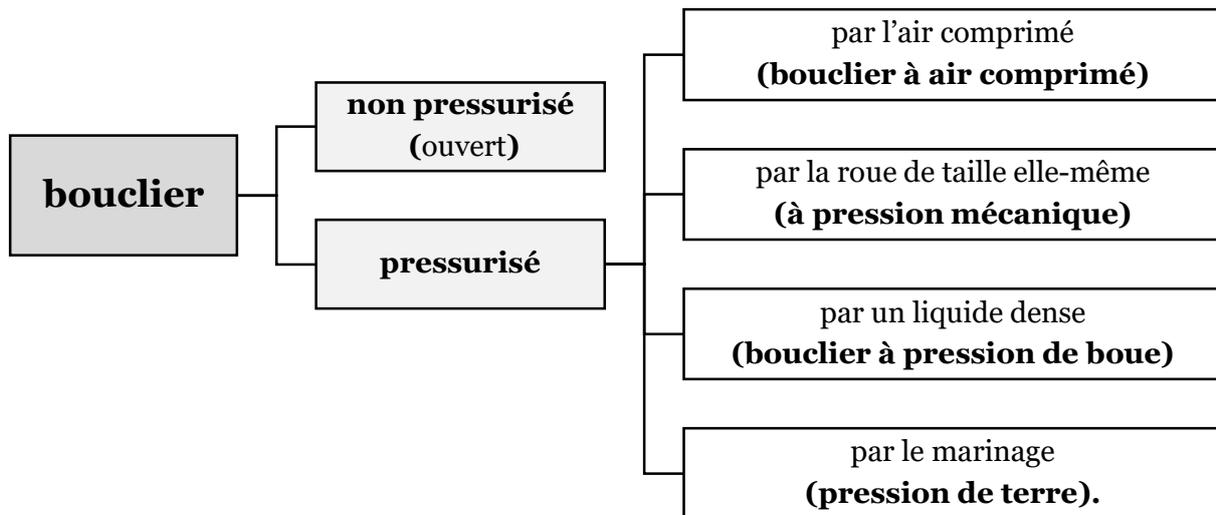


Fig.3.05 : techniques d'attaque du front de taille par tunnelier (d'après AFTES, 2000 ; Kolymbas ,2005 ;Möller ,2006 ;)

Le tunnelier a l'avantage d'atteindre des vitesses de creusement assez élevées de 15 à 30 m/jour théoriquement , tout en assurant une bonne tenue de l'excavation et par conséquence réduire les tassement surfaciques.

3.4. Processus de tunnelisation en section D9

Malgré l'utilisation croissante des tunneliers pour le creusement des grandes infrastructures linéaires, la section sujette d'étude 'D9' adopte des techniques séquentielles, car elle répond à certains besoins auxquels les tunneliers n'ont pas encore trouvé de solution satisfaisante :

- Tunnel de faible longueur, où la méthode NATM reste économiquement plus rentable
- Faible profondeur et terrain molle ;
- Présence des infrastructures surfacique

La méthode NATM est employée avec trois phases principales d'attaque du front de taille (**Calotte I**, **Calotte II** et **Stross**), avec radier provisoire et béton projeté. Préalablement à l'attaque du front, une voûte parapluie est installé pour assurer la stabilité terrain sus jacent.

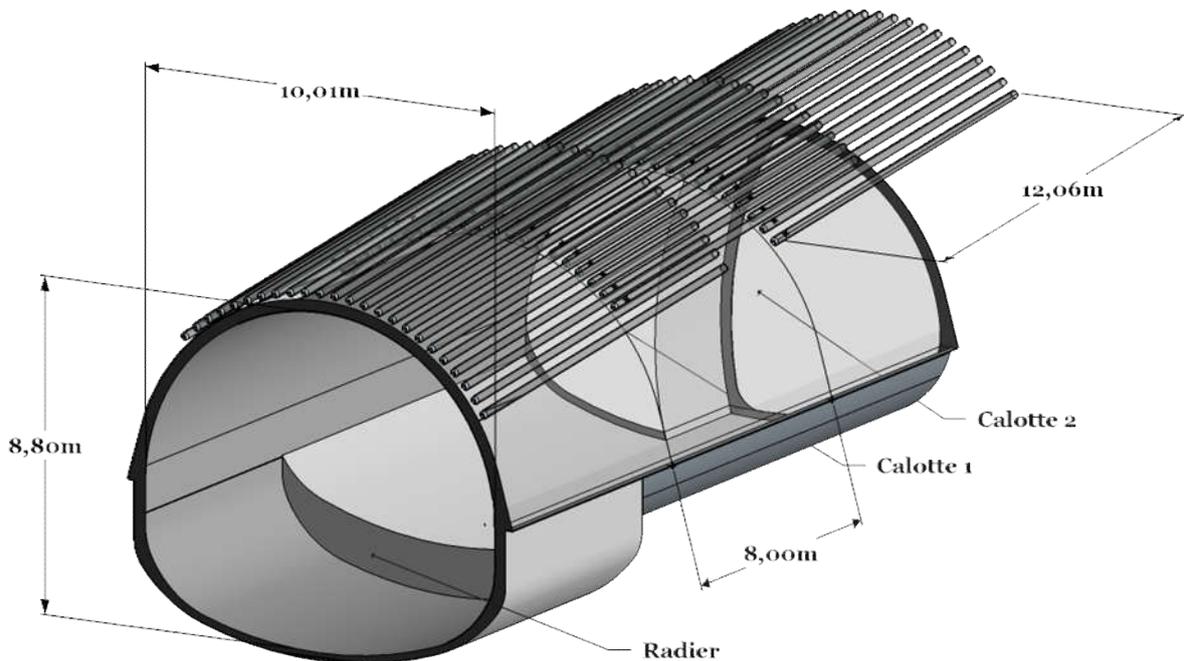


Fig.3.06 : Vu perspective du tunnel de métro d'Alger

Les micropieux de voûte-parapluie sont de 12 mètres de longueur et subhorizontaux (6 ° de pendage) chaque 8 mètre, et assurant un recouvrement de 4 mètre d'environ figure 3.07.



Fig.3.09 : attaque du front de la taille (Calotte I et Calotte II)

Pour assurer la stabilité, le creusement de tunnel doit être assez rapide avec la mise en place immédiate du soutènement provisoire. La construction du revêtement définitif, coque en béton armé, est réalisée après l'achèvement du cycle d'excavation du tunnel. Et pour l'abatage, une pelle hydraulique est utilisée.

Toutefois il y a de situations de faibles couvrlements de terrains sur la voûte et/ou mauvaises conditions géotechniques où il faut considérer la division de la calotte en « sides-drifts » de façon à maintenir les conditions de sécurité et réduire les mouvements en surface.

L'un des particularités du tronçon D9 est la variation de la puissance de recouvrement le long du tracé du tunnel (figure 3.10), en fait, Le rapport entre la puissance de recouvrement par le diamètre (C/D) oscille entre 0,63 et 1,23, ce qu'est connu par 'tunnel non-profond'.

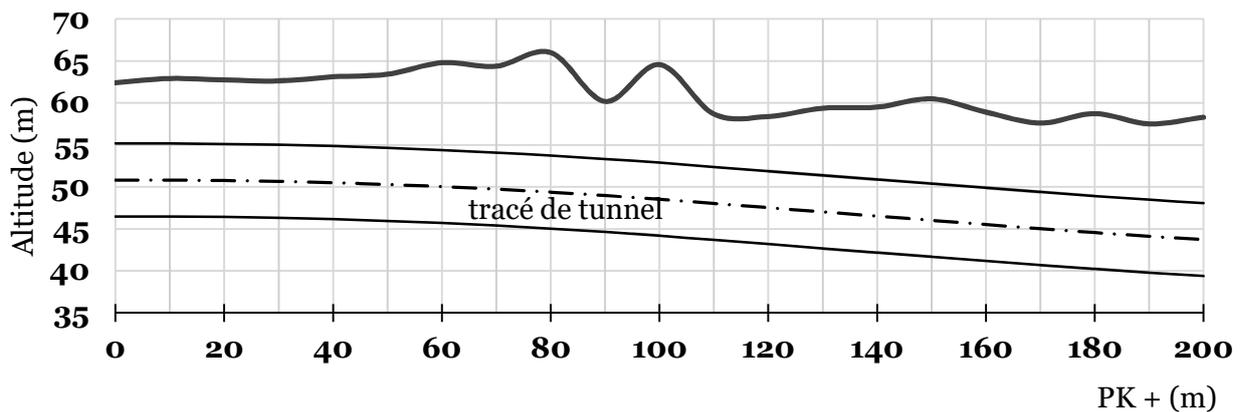


Fig.3.10 : variation de puissance du terrain de recouvrement pour la section D9

3.5. Mouvements induits par le creusement du tunnel

Une modélisation précise des tunnels doit prévoir tous les phénomènes concomitants au creusement, et la façon la plus directe pour juger la fiabilité d'un modèle est de comparer ses résultats aux mesures réelles du terrain. Néanmoins, il est possible de prévoir les tassements surfaciques sans passer par la modélisation numérique, ces approches peuvent être catégorisé en : *analytique, physique, empirique* et *numérique*.

Il est largement admis que les tassements surfaciques forment 'une cuvette du tassement' SV , sa profondeur ultime représente le 'tassement maximal' MSS (habituellement sur l'axe de tunnel), sa largeur est défini par sa distance d'inflexion i (figure 3.11).

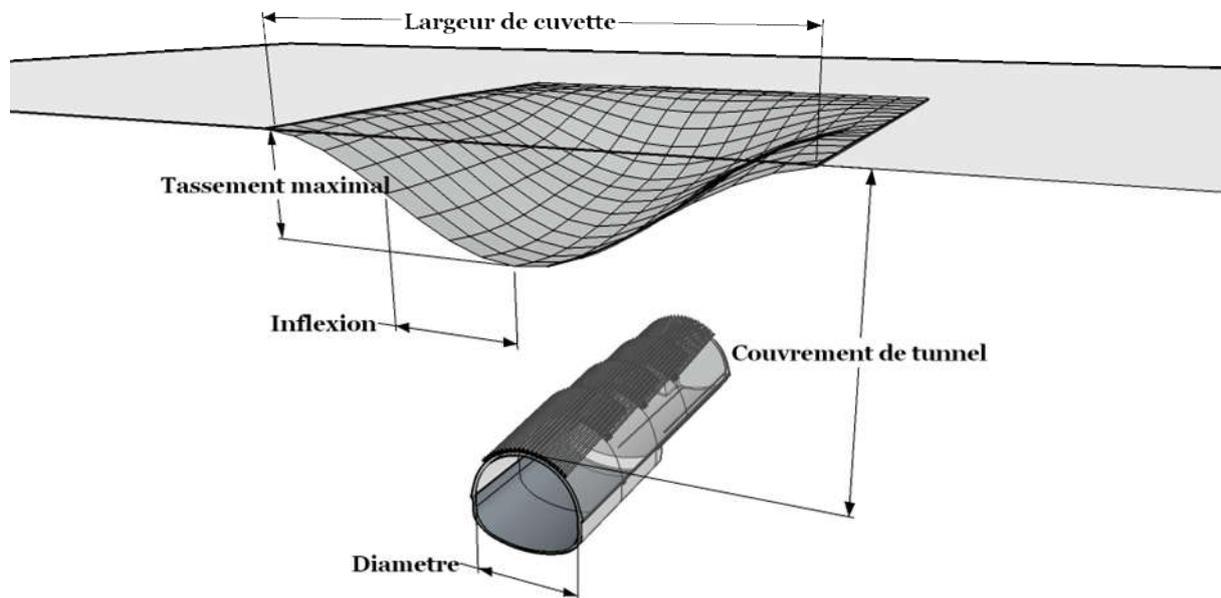


Fig. 3.11 : Forme des tassements induits par la construction du tunnel Metro d'Alger

3.5.1. Méthodes Analytiques

Pour estimer les déplacements surfaciques induits par les processus de tunnelisation dans les phases préliminaires, les approches analytiques et empiriques sont trouvés plus satisfaisantes (Netzel 2004). Pour l'approche analytique (solutions sous forme fermée), les méthodes plus répandus sont : celle du Sagaseta, 1988 et Verruijt et Booker, 1996. Contrairement aux méthodes empiriques, la méthode analytique peut traiter les deux déplacements verticaux horizontaux et de mieux comprendre l'interrelation entre ces paramètres. Les solutions analytiques fournies par divers auteurs sont limitées en nombre. Étant donné que certaines hypothèses initiales doivent être formulées avant de trouver une solution, elles s'appliquent à un type de cas et à une condition spécifique.

Sagaseta, 1988, présente l'une des premières tentatives d'estimer le champ de déformation et valable que pour un sol incompressible, initialement isotrope et homogène.

Verruijt et Booker, 1996 ont généralisé la solution de Sagastea dans des demi-espaces élastiques homogènes pour le cas de perte de sol ayant des valeurs arbitraires du coefficient de Poisson qui incluaient également l'effet de la déformation à long terme du revêtement du tunnel ou de l'ovalisation .Cependant, la solution analytique de Verruijt et Booker n'a pas pu fournir un accord satisfaisant avec les mesures sur chantier (equ.3.01) .

$$Sv = -\varepsilon R^2 \left(\frac{z_1}{r_1^2} - \frac{z_2}{r_2^2} \right) + \delta R^2 \left\{ \frac{z_1(kx^2 - z_1^2)}{r_1^4} + \frac{z_2(kx^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right\} + \frac{2\varepsilon R^2}{m} \left(\frac{(m+1)z_2}{r_2^2} - \frac{mz(x^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) - 2\delta R^2 H \left\{ \frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} + \frac{m}{m+1} \frac{2zz_2(3x^2 - z_2^2)}{r_2^6} \right\} \quad (3.01)$$

Ou :

ε : perte uniforme en terrain δ : déformation du terrain suite l'ovalisation du soutènement à long terme , R : rayon de tunnel , $z_1 = z - H$, $z_2 = z + H$, $r_1^2 = x^2 + z_1^2$, $r_2^2 = x^2 + z_2^2$ $m = 1/(1 - 2v)$, $k = v/(1 - v)$, et v : coefficient de Poisson , .

Pour conditions non-drainé à court terme ($v_u=0,5$ et $k=1$), les déformations due à l'ovalisation du soutènement sont négligés $\delta = 0$ (Park, 2005), et l'équation 3.01 devient :

$$Sv = \varepsilon R^2 \left(-\frac{z-H}{x^2 + (z-H)^2} + \frac{z+H}{x^2 + (z+H)^2} - \frac{2[x^2 - (z+H)^2]}{[x^2 + (z+H)^2]^2} \right) \quad (3.02)$$

Pour le tassement surfacique ($z=0$), on obtient (equ.3.03) :

$$Sv_{(z=0)} = \varepsilon R^2 \left(\frac{2H}{x^2 + H^2} - \frac{2[x^2 - H^2]}{[x^2 + H^2]^2} \right) \quad (3.03)$$

Plus tard, Loganathan et Poulos, 1998 ont tenté d'affiner la solution de Verruijt et Booker en incorporant le paramètre de perte de sol pour les tunnels en argile. Leur solution a fourni des meilleurs résultats pour les tunnels en argile rigide mais surestimée pour les tunnels en argile molle.

La nouvelle expression de tassement est de la forme (equ.3.04), et la forme surfacique (equ.3.05) :

$$Sv = \varepsilon R^2 \left(-\frac{z-H}{x^2 + (z-H)^2} + (3-4v) \frac{z+H}{x^2 + (z+H)^2} - \frac{2z[x^2 - (z+H)^2]}{[x^2 + (z+H)^2]^2} \right) \cdot \exp \left\{ - \left[\frac{1,38x^2}{(H \cot \beta + R)^2} + \frac{0,69z^2}{H^2} \right] \right\} \quad (3.04)$$

$$Sv_{z=0} = 4(1-v)R^2 \frac{H}{H^2 - x^2} \frac{4gR + g^2}{R^2} \exp \left[- \frac{1,38x^2}{(H \cot \beta + R)^2} \right] \quad (3.05)$$

Ou : $\beta = 45 + \varphi / 2$

Plus récemment, [Chi et al., 2001](#) ont étendu le modèle équivalent de perte de sol de Loganathan et Poulos aux sols argileux et sableux et la solution analytique a été utilisée pour effectuer des analyses rétrospectives pour 29 cas qui ont été effectuées en utilisant le principe d'optimisation pour obtenir des paramètres clés d'angle de zone d'influence et de paramètre d'écart qui fournissent la meilleure adaptation aux profils de tassement mesurés.

La simplification des hypothèses en termes de géométrie du terrain et tunnel, les conditions géotechniques du sol, la possibilité de calcul de différents cas et les définitions de la condition limite et initiale sont tous des composants discriminant l'approche analytique. Mais ces solutions sont dérivées de relations empiriques et ne sont applicables que dans quelques cas semblables à leurs modèles de formulation, car des conditions similaires aux modèles originaux ne sont généralement pas remplies ([Loganathan, 2011](#)).

3.5.2. Méthodes physiques

L'une des meilleures méthodes pour les études liées à l'excavation de tunnels consiste à utiliser la modélisation physique. Diverses techniques de modélisation ont été développées partout dans le monde ([Martoa et al., 2015](#)). La modélisation physique des tunnels couvre également le modèle de déformation du sol autour du tunnel ainsi que les mécanismes de rupture. En étudiant le facteur influençant le comportement du tunnel sol, divers tests de modèles de laboratoire ont été développés.

Les chercheurs étudient le mouvement du sol et le mécanisme d'effondrement induits par le creusement de tunnels dans différents types de sols ([Meguid et al., 2008](#) ; [Marto et al. 2014](#)). Le modèle de tunnels est généralement modélisé en plaçant le sol autour d'un tube préinstallé comme tunnel et en contrôlant la pression de support ou en prédécoupant l'ouverture du tunnel et en installant un système de revêtement. Dans la modélisation physique, une variété de techniques, y compris la trappe, le tube rigide, les sacs gonflables sous pression, la mousse de polystyrène et le solvant organique, avaient été utilisées par les chercheurs précédents.

[Mair, 1979](#) a effectué une série des tests pour évaluer les déplacements induits par une excavation en sol purement cohérent à l'aide d'un modèle réduit en centrifugeuse. Un système de prise de vue rapide a permis de suivre la déformation du massif pendant la réduction de la pression d'air appliquée au front de taille. Les cuvettes de tassement observées pour différents diamètres d'excavation et différentes gravités ont démontré la validité des lois de similitudes utilisées. La forme des cuvettes est apparue globalement constante pour une géométrie donnée de l'excavation, ce qui tend à indiquer que cette forme dépend essentiellement de la profondeur de l'excavation ([Mollon, 2010](#)).

3.5.3. Méthodes empirique et semi-empirique

Pour ceux issus de l'empirisme, la littérature technique est riche et ils représentent les premiers essais de prédiction du mouvement du sol et obtenus généralement à partir des observations sur chantier. Martos, 1959 puis Peck, 1969 ont donné l'approximation la plus réaliste du tassement, et concluent que le creux de tassement transversal peut être décrit par une fonction d'erreur gaussienne, et cette relation a été confirmée et adoptée par de nombreux auteurs depuis lors. La forme et la largeur de cette fonction mathématique sont régies par la distance entre la ligne médiane du tunnel et le point d'inflexion du creux de tassement connu sous le nom de « paramètre i », « paramètre de largeur du creux » ou « rapport d'inflexion », et « le tassement maximal » figure 3.12. Pour les méthodes empiriques, l'évaluation des tassements passe par trois pas essentiels :

1. détermination du point d'inflexion de cuvette du tassement « i » ;
2. définition du tassement maximal « MSS » ;
3. traçage de la cuvette « S_v ».

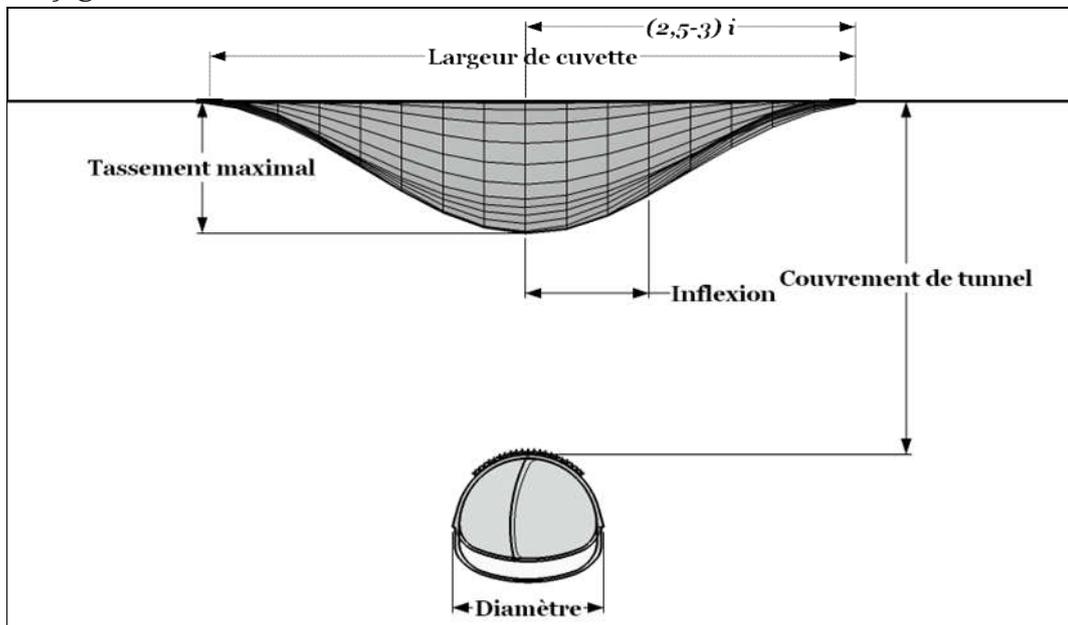


Fig 3.12. Schéma transversale de phénomène du tassement

1.5.3.1. Point d'inflexion

C'est la distance horizontale ($x=i$) entre l'axe de tunnel et le point d'inflexion. Sa valeur est cruciale lors de l'évaluation des tassements de surface, c'est la raison pour laquelle il existe une variété d'expressions dans la littérature donnant des valeurs diverses (tableau 3.04). Cependant, les résultats obtenus pourraient dans certains cas être mal-estimés figure 3.13.

Tableau 3.04 : Expressions d'inflexion (Boustila *et al*, 2020)

Chercheur	Equation	Notes
Peck (1969)	$i=R.(Z_t/2R)^n$	$n=0,8$ pour sols granulaires / $n=1$ pour sols cohésives
Attewell et Farmer Wang <i>et al</i>	$i=R.a.(Z_t/2R)^n \quad a<1$	Argile de London et tunnelisation par bouclier mécanisé. ($n=0,8-1,0$),
Cording & Hansmire (1975) Schmidt & Clough (1981)	$i/R = (Z_t / 2R)^{0,8}$	Sols non cohésifs pour illustrer la distribution des contraintes tangentielles autour d'un tunnel excavé dans le sable et graviers moyennement dense et dense
Atkinson (1977)	a $i = 0,25 (1,5 Z_t + 0,5 R)$	Sable remanié
	b $i = 0,25 (Z_t + R)$	Sables denses et argile surconsolidé
Glossop <i>et al</i> [18] Mair, M. J. Gunn, and M. P. O'Reilly [19] , Rankin [20]	$i = 0,5.Z_t$	valide pour techniques de construction sur la base des mesures sur chantier dans le cas d'argile alluvionnaire et molle à l'aide de la modélisation par FEM et physique
O'Reilly & New (1982)	a $i = 0,43Z_t + 1,1$	Sol cohésive, $3 < C < 34$ m
	b $i = 0,28.Z_t - 0,12$	Sol granulaire , $6 < C < 10$ m
Herzog (1985)	$i = 0,40.Z_t + 1,92$	Tous types de sols
Arioglu (1992)	a $i = 0,40.Z_t + 0,6$	Tunnelisation mécanisé dans l'argile
	b $i = 0,386.Z_t + 2,84$	Tous types de sols
	c $i = 0,9(R). (Z_t/2R)^{0,88}$	Tunnelisation mécanisé dans tous type de sol
Lee <i>et al</i>	$i/R=0,58(Z_t/R) + 1$	argile limoneux molle du projet Shanghai Metro Tunnel-Line 2
Hamza et Roussin	$i = 0,43.Z_t + 1,1$	excavation par boucliers mécanisés
Dindarloo et Siami-Irdemoosa (2015)	a $i_{Low} = (2R/5)(Z_t / 2R)^{0,8}$	34 cas mondiaux en utilisant classification par arbre de décision pour les tunnels non-profonds
	b $i_{Up} = R (Z_t / 2R)^{1,2}$	
Selby (1988) , New and O'Reilly (1991)	$i = \sum K_i.Z_i$	K_i doit être entre 0,4-0,5 pour argile dur fissuré, 0.5-0.6 dépôts glacières, 0,6-0,7 for pour argile limoneux molle et 0,2-0,3 pour sable au-dessus de niveau d'eau. Mair and Taylor proposent K_i 0,pour l'argile et 0,25-0,45 pour sables et graviers.

Les relations existantes relient le paramètre i à la profondeur et diamètre du tunnel uniquement, et exclure d'autres caractéristiques techniques et géologiques. La variation de ce paramètre pour le cas de Metro d'Alger est illustré en figure 3.13.

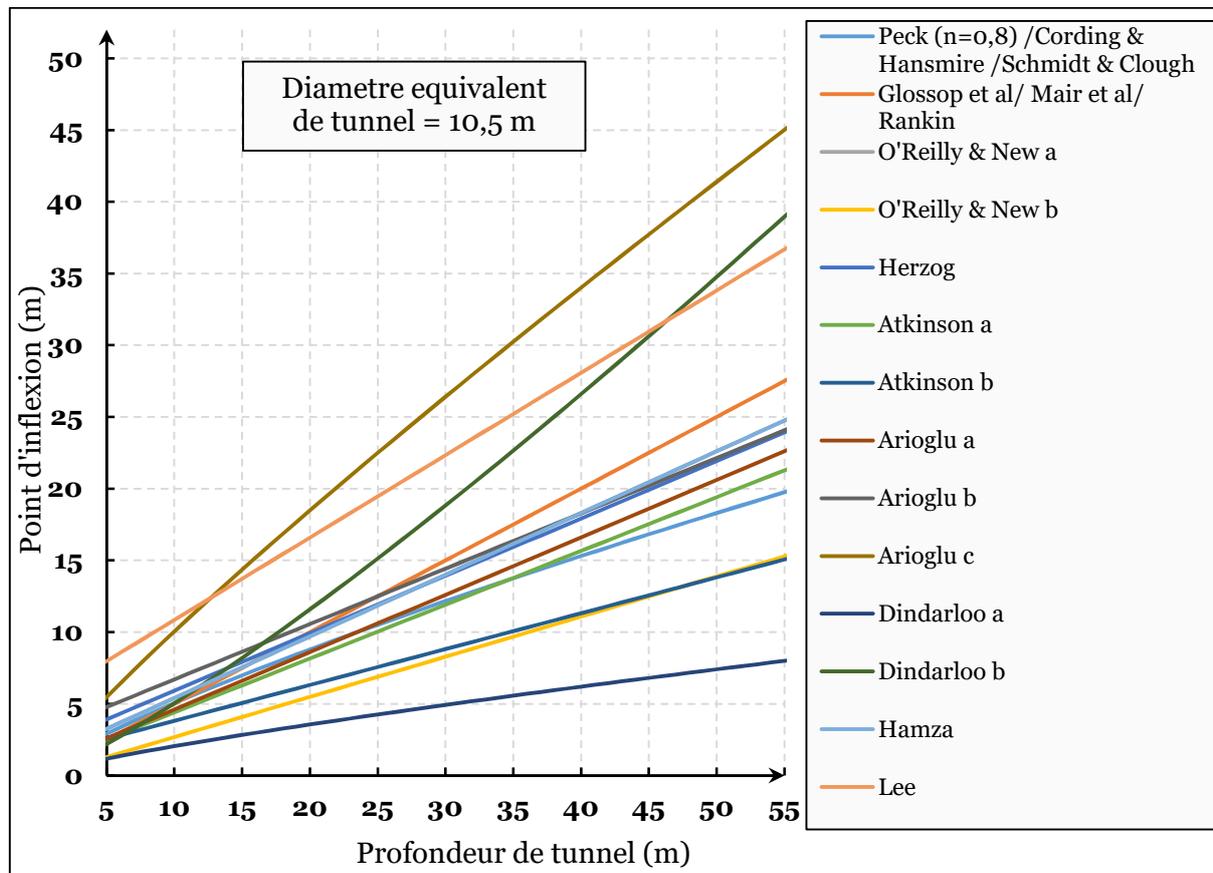


Fig. 3.13 Distance d'inflexion pour projet métro d'Alger ($D=10,5m$) (Boustila *et al*, 2020)

1.5.3.2. Tassement maximal

Pour estimer empiriquement MSS , deux méthodes principales sont largement adoptées en raison de leur simplicité et de leur fiabilité ; **Attewell et Farmer** et en utilisant le facteur de **Perte de Volume**.

Le MSS dépend de nombreux paramètres, notamment :

- méthode d'excavations telles que NATM, TBM ou coupe et couverture ;
- type de soutènement et présoutènement ;
- conditions géologiques telles que le poids volumique, le coefficient de Poisson, l'angle de frottement, le module d'Young, la cohésion et la sismologie ;
- forme géométrique du tunnel et vitesse d'avancement, y compris le diamètre et la profondeur du tunnel, le nombre et la distance entre les tunnels et les paramètres hydrogéologiques tels que les eaux souterraines et la perméabilité.

a) **Méthode Attewel et Farmer.** Sur la base d'un programme de mesure sur terrain visant à déterminer les mouvements du sol, Attewel et Farmer ,(1974) ont suggéré l'expression 3.06.

$$MSS = (D / 1000) \cdot (k \cdot D / H)^{1/n} \quad (3.06)$$

Où k et n sont des paramètres régissant la forme de l'équ.3.06, avec des valeurs de 10 et 0,67 respectivement.

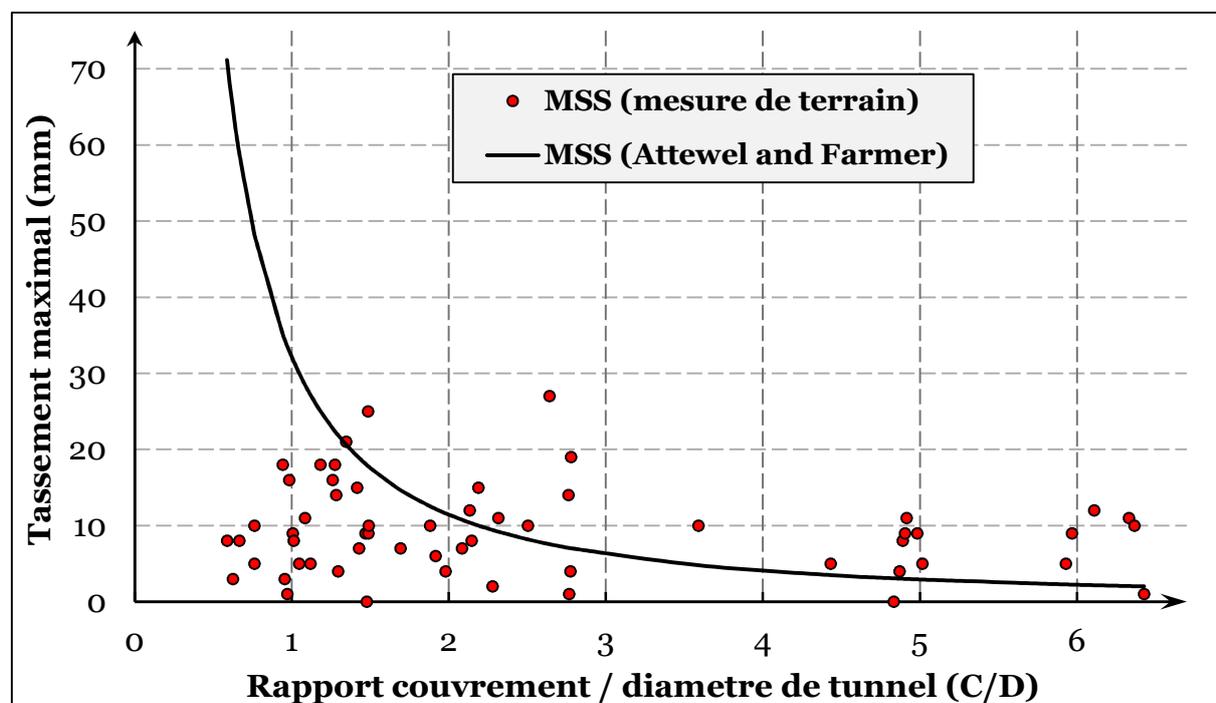


Fig 3.14 : MSS mesurés et prévus par Attewel & Farmer en fonction C/D pour métro d'Alger

Trois domaines sont à distinguer sur l'axe C / D ; 0 à 2, 2 à 3 et plus 3.

- Le premier domaine $C/D < 2$, où les mesures sont inférieures aux celles prévus. Plus précisément, les valeurs MSS sont exagérées lorsque $C / D < 1$.
- Le deuxième domaine ; $2 < C/D < 3$ où les points sont situés sous et au-dessus du graphique et la méthode est discutable.
- De plus, le dernier domaine $C / D > 3D$, où toutes les mesures de terrain sont en total désaccord avec les valeurs estimés.

b) **Méthode du facteur de perte de volume «VL».** Cette méthode a également été largement adoptée pour l'estimation du tassement de surface, (Peck, 1969) ; Sagaseta, 1988 ; Harris et Franzius, 2016 ; Dindarloo et Siami-Irdemoosa, 2015 ; Vu *et al* (2016) et bien d'autres. Le concept principal de la méthode VL est le suivant: dans les projets de creusement de tunnels dans un sol argileux, le déplacement vertical maximal enregistré pendant les travaux de creusement se produit généralement dans des conditions non drainées (sans changement de volume), d'où l'hypothèse que la perte de volume du sol au contour de l'excavation est égale au

volume de tassement de la surface du sol. En conséquence, **MSS** est relié au facteur de perte de volume **VL** par (equ.3.07) :

$$MSS=0,313.VL.D^2/ i \quad (3.07)$$

Les valeurs de **VL** sont obtenues habituellement par similitude avec des projets (tableau 3.05 et tableau 3.06).

Tableau 3.05. Relation entre **VL**, pratique de construction et conditions de terrain
Ahmed and Iskander, 2011

Cas	VL(%)
Bonnes pratiques en terrain compact ; contrôle bien de la pression du front par machine à section complète dans un sol consolidé	0,5
Pratique usuelle avec l'attaque à front fermé dans des terrains poussant	1,0
Mauvaise pratique avec front fermé dans un terrain délabré	2,0
Mauvaise pratique avec front fermé dans un terrain faible	3,0
Mauvaise pratique avec peu de contrôle du front dans un terrain molle	4,0 or more

Tableau 3.06. VL mesurés dans les projets de Grande Bretagne, (Ahmed and Iskander , 2011 ;Pinto et Whittle ,2014 ; Harris et Franzius,2016)

Chercheur	Cas et techniques de construction	VL %
O'Reilly & New (1982)	Attaque à front ouvert (London Clay).	1 - 2
Attewell et Farmer	Jubilee Line sous Green Park, London	1,4
Standing <i>et al</i>	Jubilee Line Extension (St. James's Park, London.)	3,3 et 2,9
Barakat (1996)	Heathrow Express: construction de tunnel a tunnel shield.	1,0 et 2,9
Bowers and New Deane & Basett (1995)	Construction par méthode NATM, Heathrow Trial Tunnel, (Argiles de Londre),	1,0 – 1,3

L'impact de **VL** sur l'estimation des déplacements verticaux est évident. Sa valeur est choisie généralement selon les techniques de tunnelisation et niveau de qualification des travailleurs.

Figure 3.15, montrent la relation entre la valeur de **VL** et **MSS** tout en comparant avec les mesures sur terrain.

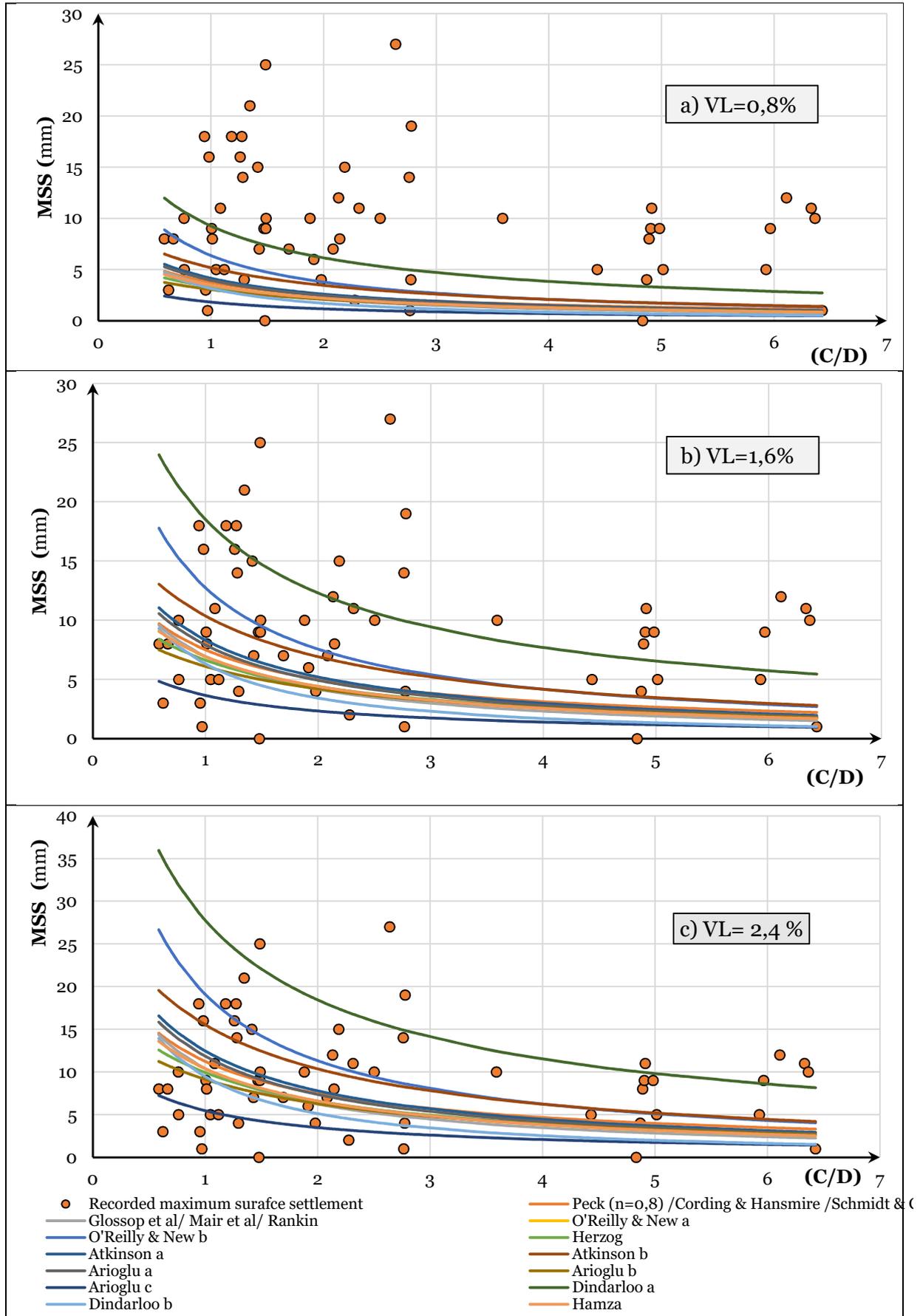


Fig 3.15 : Influence de Perte de Volume sur les estimations de tassement

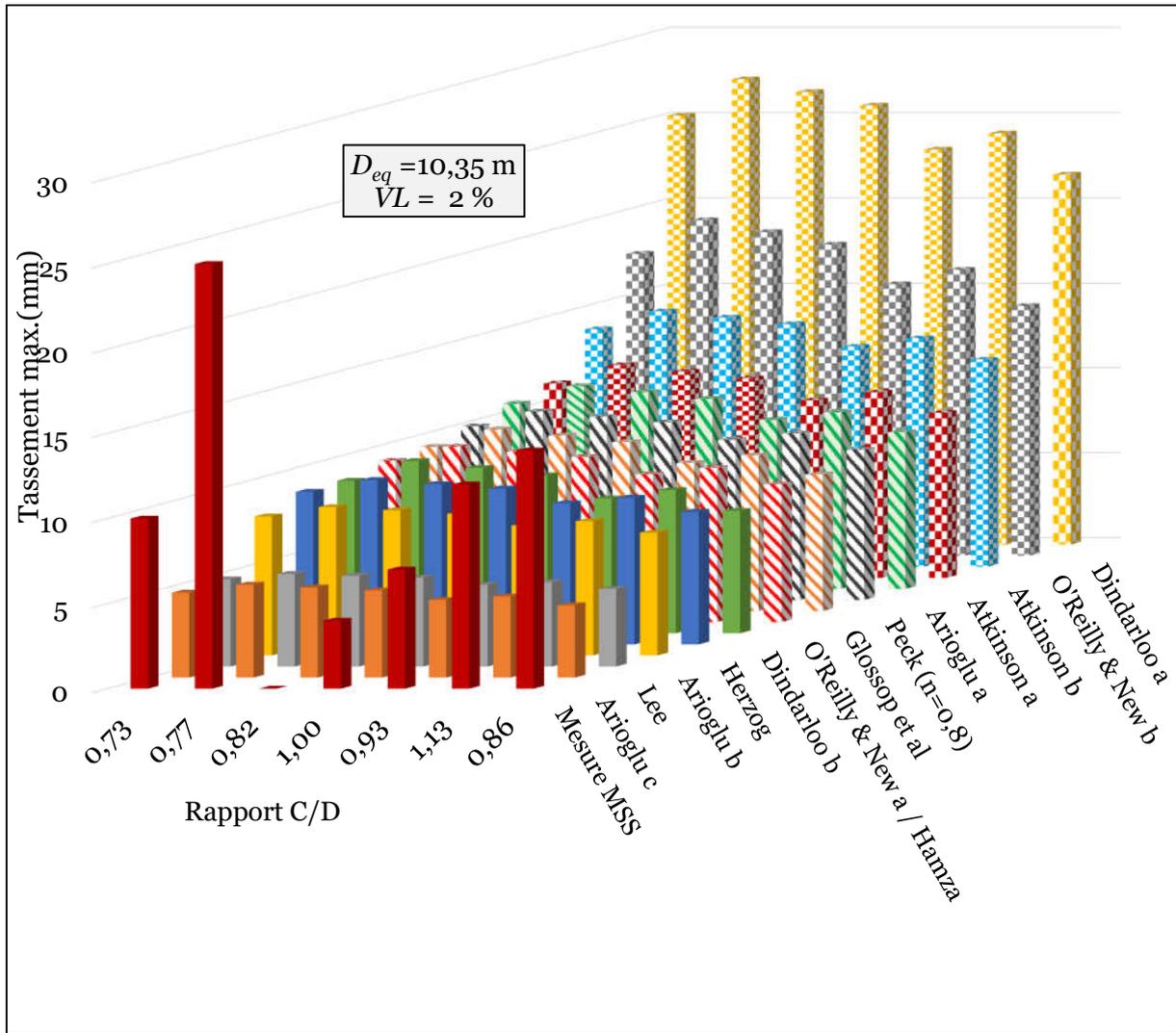


Fig 3.16 : Résultats d'estimation de tassement surfacique maximal par approche empirique

Pour des raisons de sécurité bien évidents, les approximations sous-estimés sont exclus de l'analyse. Selon la figure 3.16, les deux choix raisonnables sont obtenus en combinant expression 3.07 pour tassement maximal et équations proposées par *O'Reilly et New* et *Dinadrlo a* du tableau 3.04.

1.5.3.3. Cuvette de tassement

Il est communément admis que le profil transversal des tassements ' SV ' prend la forme d'une cloche (Martos ,1958), a montré que la distribution transversale des tassements peut bien être modélisée par une courbe de Gauss (distribution normale). Cette description est confirmée et largement agréée par la suite (Schmidt ,1969 ; Peck ,1969 ; Attewell ,1977 ; Clough et Smith ,1981 ; O'Reilly et New ,1982 ; Rankin ,1988). La formulation analytique du tassement est la suivante (equ.3.08) :

$$Sv(x) = MSS \cdot \exp(-x^2/2i^2) \quad (3.08)$$

Dans cette expression, x représente la distance du point considéré à l'axe du creusement, MSS est le tassement maximal et i est le point d'inflexion de la cuvette. La cuvette de tassement est également caractérisée par sa demi largeur Lc (equ.3.09) et son volume total Vs (equ.3.10).

$$Lc = (2,5-3) \cdot i \quad (3.09)$$

$$Vs = 2,5 \cdot i \cdot MSS \quad (3.10)$$

Schmidt (1969) a montré aussi que le tassement devient négligeable au-delà $3i$ de l'axe de tunnel.

La courbe de distribution gaussienne décrit avec précision les tassements dans le cas des sols argileux dans les conditions non drainées et reste faible dans les autres conditions (Celestino *et al.*, 2000; Jacobsz *et al.*, 2004; Vorster *et al.*, 2005). Afin d'obtenir un meilleur ajustement aux données observées, Vorster *et al.* (2005) ont suggéré une courbe gaussienne modifiée de la forme suivante :

$$Sv(x) = \frac{n}{(n-1) + \exp[\alpha(x^2 / i^2)]} \cdot MSS \quad (3.11)$$

$$n = e^\alpha \cdot \frac{2\alpha - 1}{2\alpha + 1} + 1$$

La courbe gaussienne modifiée (equ.3.11) est déterminée par trois paramètres, MSS , i et α (n est fonction de α). Le troisième paramètre, α , est le degré de liberté supplémentaire fourni par la courbe gaussienne modifiée par rapport à la courbe gaussienne normale, et donne donc plus de flexibilité à la forme de la courbe. La figure 2.3 montre trois courbes gaussiennes modifiées avec les mêmes valeurs de MSS et i mais des valeurs différentes de α . Le paramètre supplémentaire ajuste l'emplacement vertical du point d'inflexion où $x = i$. Notez que la courbe gaussienne modifiée devient la courbe gaussienne lorsque $\alpha = 0,5$.

Marshall *et al.*, 2012 ont montré que la courbe gaussienne modifiée pouvait fournir un bon ajustement aux données de tassement dans le sable avec une densité relative de 90%.

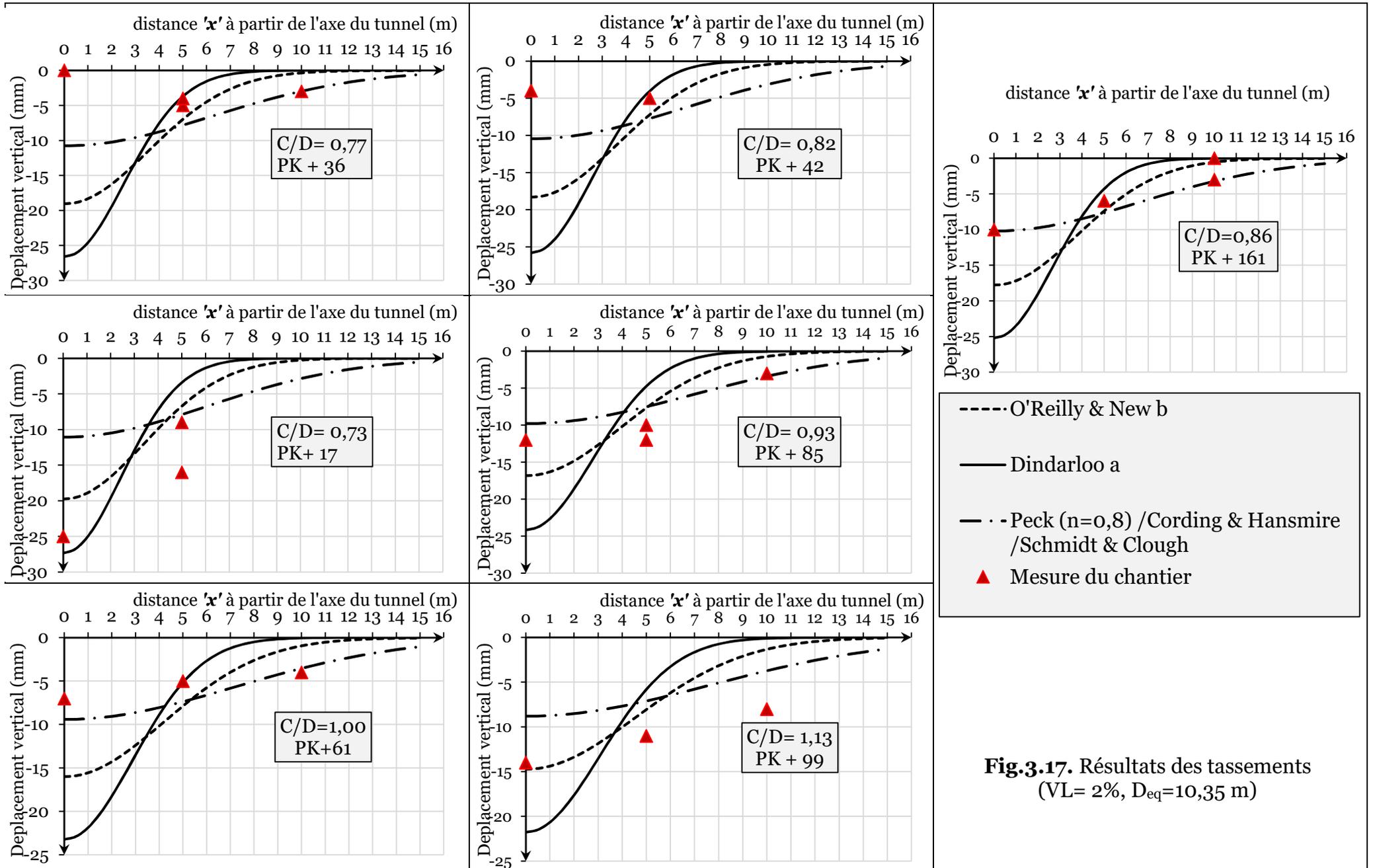


Fig.3.17. Résultats des tassements (VL= 2%, $D_{eq}=10,35$ m)

3.5.4. Méthodes numériques

Au stade de la conception définitive, le calcul numérique en deux dimensions (2D) et en trois dimensions (3D) est plus adéquat mais plus difficile à utiliser en raison du grand nombre de paramètres nécessaires pour effectuer le calcul et nécessite des ressources de calcul excessives.

La majorité des modèles (92%) selon (Negro et Queiroz, 2000) sont en 2D avec une hypothèse de problème de déformation plane, et les autres modèles (plus récents) sont considérés comme des problèmes 3D. Comme méthode d'approximation, l'analyse par éléments finis (FEA) est principalement utilisée tandis que plus récemment, l'utilisation de la méthode des éléments discrets (DEM) est rapportée. Même avec les récents progrès de la modélisation numérique, un creux de peuplement plus large et moins profond que mesuré est toujours signalé (Loganathan, 2011).

3.6. Conclusion

Les tunnels destinés au transport de personnel dans les milieux urbains sont construits à faible profondeur pour des raisons économiques et sécuritaires. Cette particularité amplifie les contraintes de construction et la maîtrise des techniques de tunnelisation est indispensable pour le succès des projets de tunnel. Même si tous les paramètres sont pris en considération, les tunnels perturbent inévitablement le massif et se transforment en déformations dans le terrain et affectent les structures avoisinant.

Proportionnellement au taux de perte de terrain, des déplacements verticaux et rarement horizontaux apparaissent généralement à la surface sous forme '*cuvette du tassement*'. Ces déplacements sont liés aux : nature de terrain, la profondeur, géométrie de l'excavation et méthode de creusement adopté.

La méthode plus facile pour estimer les tassements est l'approche l'empirique. Cette méthode est avantageuse grâce à sa simplicité et le nombre limité des paramètres entrés dans le calcul.

Les résultats obtenus montrent que l'utilisation aveugle de cette approche peut être trompeuse et recommande l'utilisation de méthode de Perte de Volume pour prévoir le tassement maximal. En plus, l'utilisation des grandes valeurs de VL améliorent considérablement les résultats, spécialement si on incorpore les expressions proposées par O'Reilly et New et Dinadrlo pour la distance d'inflexion.

Chapitre 04 : Modélisation numérique et champs des contraintes

4.1. Introduction

La méthode des éléments finis (FEM) est devenue l'outil principal pour prédire et simuler le comportement physique des matériaux grâce à sa capacité de traiter des problèmes d'ingénierie complexes.

Jusqu'à présent, et malgré la disponibilité de modèles constitutifs avancés et les outils numériques puissants, l'analyse par FEM renvoie régulièrement des résultats précis mais parfois inexplicables par rapport aux données observées ([Attewell et al.1986](#) ; [Doležalová , 2002](#) ; [Franzius et al.2005](#)). De ce fait, il faut contourner toutes les aspects et les composants d'un modèle.

La résolution par éléments finis comme les autres méthodes numériques se fait suivant trois étapes successives majeures : *pré-résolution*, *résolution* et *post-résolution*, et la maîtrise de la procédure est d'une importance capitale.

Après avoir déterminé tous caractéristiques géométriques et géotechniques du sol dans le chapitre 01, et présenté l'aspect mécanique du terrain en chapitre 02 ainsi que les paramètres de tunnelisation et leurs impacts sur la stabilité, on peut facilement implanter les inputs du calcul et interpréter les résultats en contraintes de ce chapitre.

4.2. Présentation du code de calcul en éléments finis ‘Phase 2’

‘Phase 2’ est un code de calcul en éléments finis. La version utilisée dans la thèse est bidimensionnelle (version 7). Elle est spécialement conçue pour réaliser des analyses en déformation et en stabilité pour différents types d’applications géotechniques. Un problème tridimensionnel peut être représenté par un modèle en déformations planes ou en axisymétrie. Le code utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géomécanique et un maillage d’éléments finis basés sur la coupe de l’ouvrage à étudier.

4.3. Pré-résolution et résolution

Dans l’étape de pré-résolution, les inputs de calcul sont implantés et lus par le logiciel. Les données d’entrée ont pour but de créer le modèle, générer une grille d’éléments finis appropriée, appliquer les conditions aux limites et visualiser le modèle total.

La simulation, qui est normalement exécutée en arrière-plan, est l’étape au cours de laquelle le programme résout le problème numérique défini dans le modèle. Le traitement dans le contexte de FEM comprend la génération de matrices d’éléments, l’assemblage d’équations d’éléments et l’imposition de conditions aux limites et la solution d’un système d’équations.

Pour les raisons de simplicité et répliquabilité, le modèle de comportement élastique et élastique parfaitement plastique sont employés. L’emploi de cette loi constitutive pour analyser les contraintes est très répandu (Arnould, 1990 ; Addenbrooke *et al.*, 1997 ; Franzius *et al.*, 2005 ; Namazi *et al.*, 2012 ; Li, 2018). En effet, selon une enquête faite par AITES (Association Internationale des Tunnels et de l’Espace Souterrain) en 2012, 85 % des analyses numériques sont bidimensionnelles et parmi celles-ci 65 % sont réalisées à l’aide de modèles élastiques linéaires avec critère de rupture de Mohr-Coulomb (Wedekin *et al.* 2012).

Tableau 4.01. Paramètres physiques et mécaniques élastiques des couches stratigraphiques

			RX			QA			QS	QM	TS
Elastique parfaitement plastique	Elastique parfait	Cohésion effective (kPa)	32,5			80,0			20,0	42,0	30,0
		Angle de frottement interne (°) pic	14,00			12,0			25,0	16,15	12,5
		Module de Young (MPa)	6	9	12	10	15	20	27	19	41
		Angle de frottement interne (°) résiduel	14,0			12,0			25,0	16,15	12,5
		Cohésion effective résiduel (kPa)	32,5			80,0			20,0	42,0	30,0
		Angle de dilatation	3			0			3	3	5
		Poids volumique (kN/m ²)	19,0			20,6			21,5	20,7	22,0
	Module de Poisson	0,17			0,3			0.23	0,32	0,35	

Le comportement des sols est normalement consolidé donc les paramètres résiduels et effectives de pic sont identiques (tableau 4.01).

Les sections concernées par l'étude sont variables sur plusieurs plans : puissance de terrain de couverture, puissance des couches stratigraphiques et composants de terrain. Ces caractéristiques sont récapitulées dans le tableau 4.02.

Tableau 4.02. Caractéristiques géométriques des sections étudiées

Section transversale	Couvrement (m)	Puissance des couches (m)					
		RX	QA	QS	QM	TA	TS
PK 17	7,56	13	0	0	0	0	43,0
PK 36	8,00	3	2,60	0	11,8	0	42,6
PK 42	8,50	3	2,40	0	12,6	0	42,0
PK 61	10,4	4,40	0	0	15,6	0	40,0
PK 85	9,70	0	1,50	4,50	13,9	0	40,1
PK 99	11,7	0	0	2,20	20,0	0	37,8
PK 161	9,00	2,80	0	0	12,4	0	44,8

4.3.1. Dimensions et densité de maillage du modèle

Après avoir délimité le modèle géométriquement, l'étape suivante dans le calcul par Eléments Finis (FE), consiste à discrétiser (division) l'espace du modèle en un nombre fini d'éléments, est appelée le maillage. Pour un choix convenable des dimensions du modèle ainsi que un maillage suffisant, [Meissner \(1996\)](#) déclare que les contraintes aux limites du modèle ne doivent pas être influencées par le creusement du tunnel et recommandé une largeur ' l ' supérieure à $(4 \div 5) \times D$, et une hauteur ' h ' assurant une distance $(2 \div 3) \times D$ entre contre voute de tunnel et la limite inférieure ([Möller, 2006](#)).

Mais, [Möller, \(2006\)](#) a proposé pour le cas des tunnels avec $4 < D < 12$ des dimensions plus faibles, soit : $h = (1,2 \div 2,2) \times D$, et $l > 2D (1 + H/D)$.

[Blihm \(2001\)](#) considère un critère différent liant le choix des dimensions du maillage à l'amplitude des déformations. Selon sa recommandation, les dimensions doivent être choisies de telle sorte que les déformations verticales aux limites du maillage ne dépassent pas 0,005% après la construction du tunnel.

La finesse et le type du maillage dépend de la précision souhaitée. Généralement le maillage triangulaire (figure 4.01.a) est préférable par rapport au quadrangulaire (figure 4.01.b) dans les analyses tunnels.

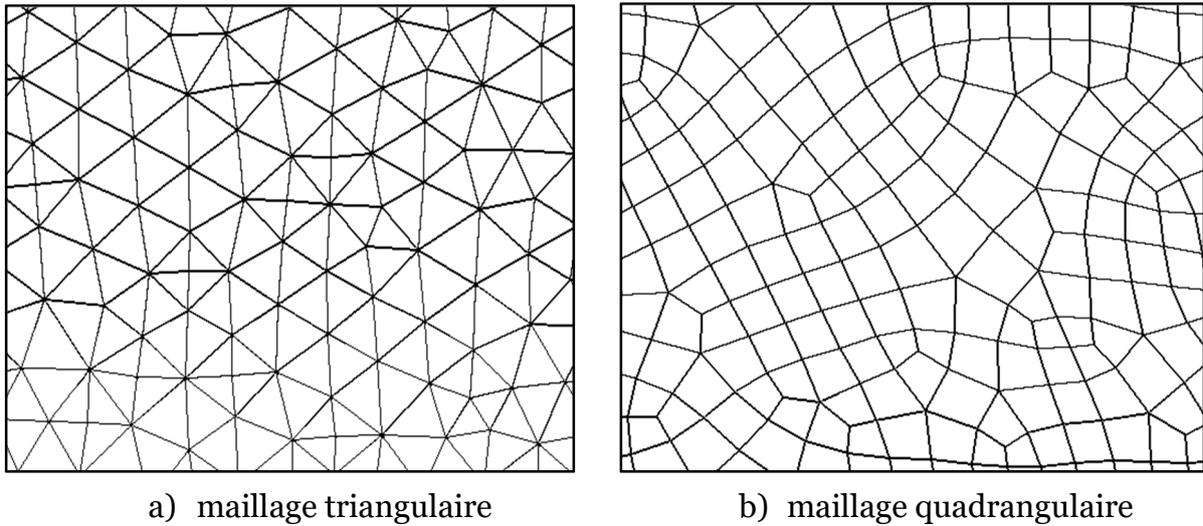


Fig.4.01. Types de maillage bidimensionnel

Pour optimiser les calculs, une discrétisation triangulaire graduelle a été adoptée (non-uniforme et concentré autour de l'excavation) avec trois nœuds (figure 4.2). Le nombre initial d'éléments (étape 01) est de **6872 éléments** avec **3561 nœuds** et **100 nœuds** autour de l'excavation.

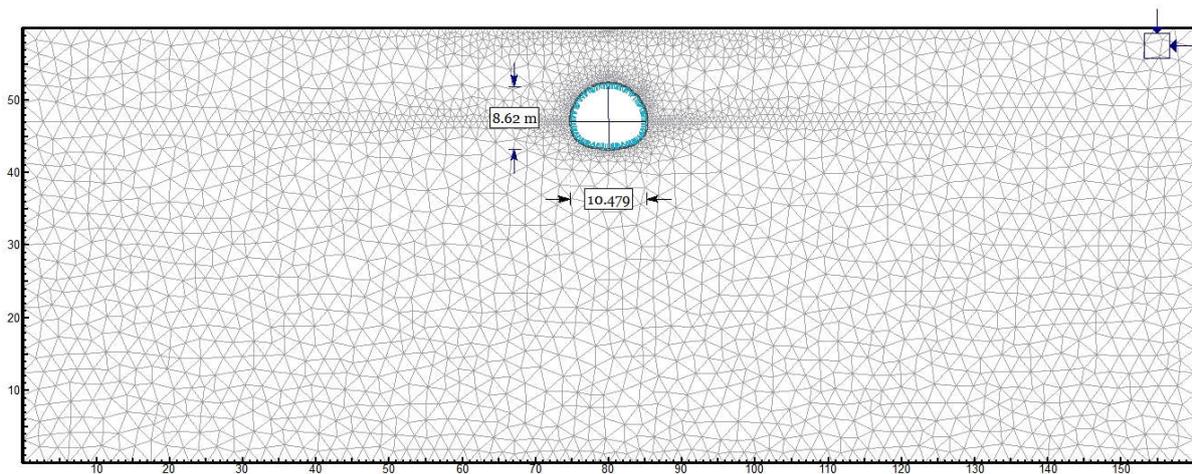


Fig.4.02. Maillage adopté pour la modélisation des contraintes

En s'accordant avec les recommandations de : [Meissner \(1996\)](#), [Bliehm \(2001\)](#) et [Möller, \(2006\)](#), les dimensions du modèle sont (figure 4.02) :

- Largeur du modèle est $15,30 \times D$.
- Hauteur du modèle $(6 \div 7) \times D$.
- Limite inférieure vers base de radier $(5 \div 6) \times D$.

4.3.2. Phasage de modélisation

L'attaque de front de taille de tunnel D9 passe par 6 étapes dans le domaine bidimensionnel. Le phasage adopté dans le calcul est illustré sur la figure 4.03.

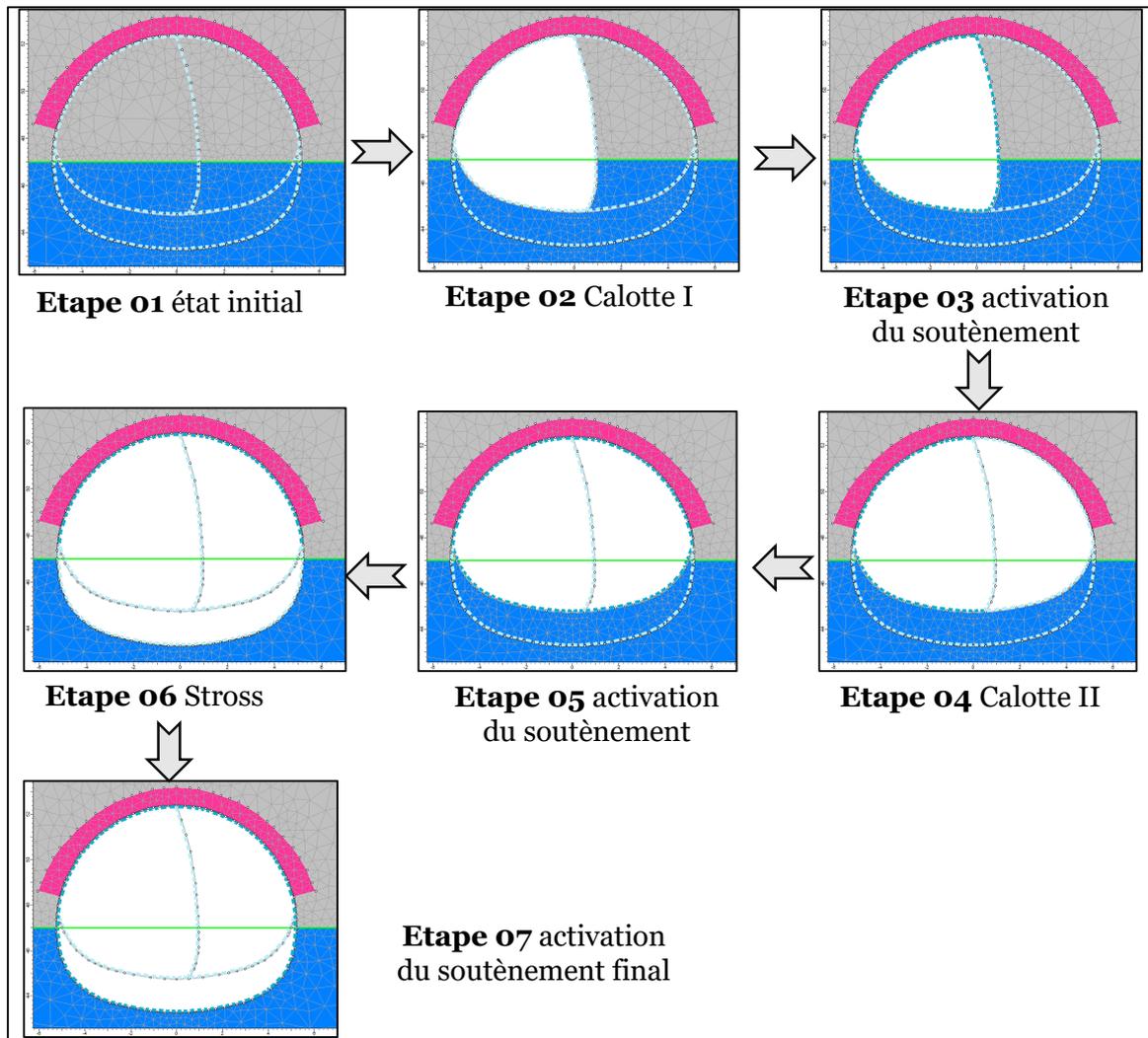


Fig. 4.03. Phasage de modélisation

- **Étape 01** : consiste à l'activation des contraintes initiales ;
- **Étape 02** : attaque de Calotte I ;
- **Étape 03** : activation du soutènement des parois de l'excavation provisoire ;
- **Étape 04** : attaque de Calotte II ;
- **Étape 05** : activation du soutènement des parois et base de l'excavation ;
- **Étape 06** : attaque de Stross ;
- **Étape 07** : activation du soutènement final et finalisation de calcul.

Les étapes (3 ,5 et 7) consistent à l'activation de soutènement et ne représentent que des phases complémentaires aux étapes cités 2, 4 et 6 respectivement.

4.4. Résultats et discussion (post-résolution)

Dans la partie post-traitement, les résultats obtenus sont traités en termes de tableaux, diagrammes, graphiques, contours, histogrammes, etc.

Pour délimiter tous les facteurs intervenant dans le calcul numérique une présentation paramétrique est essentielle.

4.4.1. Coefficient de pression latérale de terre au repos 'K₀'

L'analyse par éléments finis (FE) est utilisée souvent dans la pratique de l'ingénierie pour modéliser le tassement induit par le creusement tunnel. Pour les régimes de contraintes initiaux avec un coefficient de pression latérale de la terre au repos élevé, K₀, il a été démontré par plusieurs études que la cuvette de tassement transversal prédit par l'analyse FE bidimensionnelle (2D) est trop large par rapport aux données de terrain.

L'influence de coefficient de poussée des terres au repos K₀ est signalée par plusieurs auteurs. [Addenbrooke et al. \(1997\)](#) ont présenté une série d'analyses de déformations bidimensionnelles, y compris des modèles d'élasticité linéaires et élastiques non linéaires avec critère de rupture Mohr-Coulomb. Ils ont conclu que le modèle non linéaire donne considérablement un tassement de surface plus profond et plus étroit que le modèle linéaire, bien que leur résultat soit encore moins profond et plus large que les données mesurées. Ils ont conclu, en examinant l'extension Jubilee sous St James's Park (Londres) que, pour une valeur K₀ = 1,5 donnent des valeurs réalistes.

[Franzius et al \(2005\)](#) en analysant l'influence de K₀ et l'anisotropie des sols sur les mouvements engendrés par le tunnelisation à l'aide d'un modèle FE 2D, ont montré que pour des grandes valeurs de K₀ la largeur de cuvette de tassement est généralement plus large. De plus, même si ils ont employé deux modèles élastiques non linéaires de (isotrope et anisotrope), le tassement maximal prédit reste trop peu et indépendant du degré d'anisotropie de sol.

Plus récemment, [Namazi et al \(2012\)](#) ont examiné l'impact de K₀ sur les résultats de modélisation FE dans un sol rigide de London Clay en utilisant un modèle de sol non linéaire. Ils ont constaté que la modélisation en utilisant un sol isotrope non linéaire avec une faible valeur de K₀ a donné les meilleures estimations par rapport aux autres modèles de sol adoptés dans leur étude.

D'autres études montrent que l'introduction de l'anisotropie du sol n'améliorait pas significativement les estimations [Gunn \(1993\)](#). En revanche, [Simpson et al. \(1996\)](#), en menant une étude de déformation plane du tunnel d'essai Heathrow Express, a suggéré que l'anisotropie du sol donne de meilleures prévisions de tassement de surface pour l'argile surconsolidé. Cependant, seuls des détails limités sur le modèle de sol appliqué ont été donnés.

Son impact est clair sur les estimations des tassements. Un exemple clair de cette relation est illustré sur la figure 4.04. Les estimations MSS sont liées inversement avec le K_0 . Le coefficient de repos influence non seulement les estimations dans la phase finale (Phase n°07), mais dans toutes les phases de modélisation (figure 4.04). Cette corrélation est totalement linéaire.

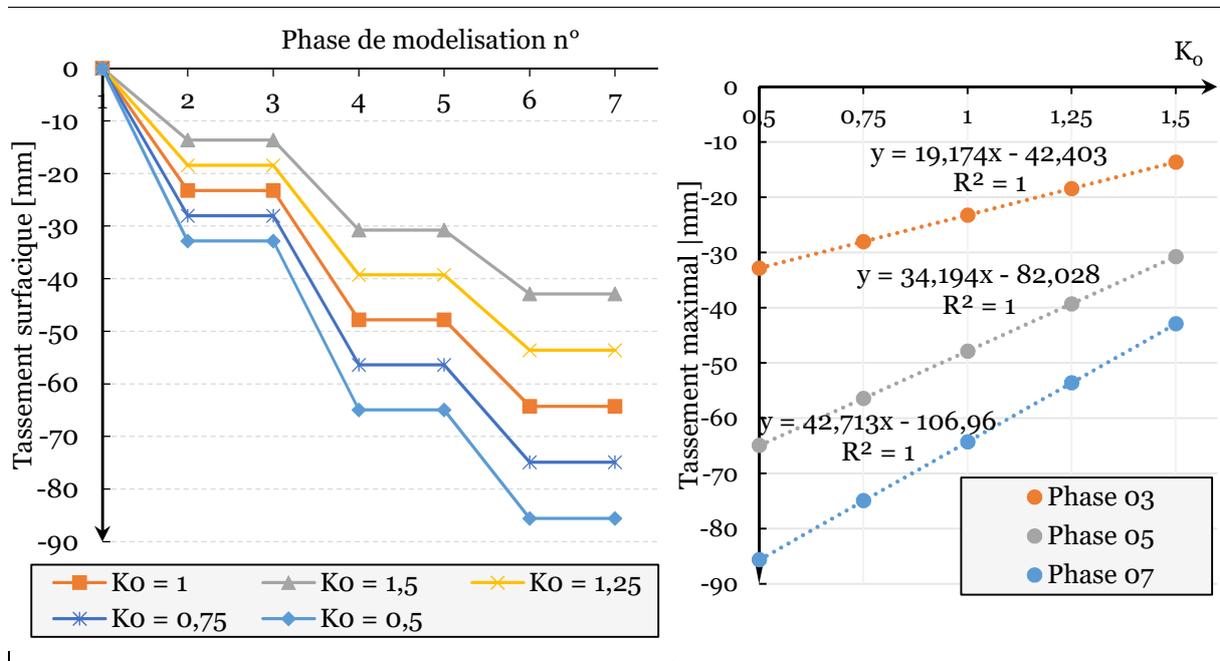


Fig.4.04. Influence de K_0 sur l'estimation du tassement pour PK+17

Ces résultats s'accordent totalement avec les études faits par [Addenbrooke et al. \(1997\)](#) Et autres.

4.4.2. Module de Young 'E'

Pour étudier l'évolution des contraintes en fonction de module de Young, on considère dans cette partie sept (07) variantes de la section transversale PK 17 avec un comportement élastique linéaire (75%, 100%, 125%, 150%, 175% ,200%) de valeur originale de Young (figure 4.05).

Les estimations de tassement sont sensibles aux valeurs de module de Young (figure 4.05). Cette liaison est logique parce que le comportement d'un sol est clairement lié aux caractéristiques géotechniques.

Les résultats montrent une variation de MSS en fonction de module E contrairement à distance d'inflexion constante (environ $0,6 \times D$) et largeur de cuvette fixe aussi (environ $1,5 \times D$).

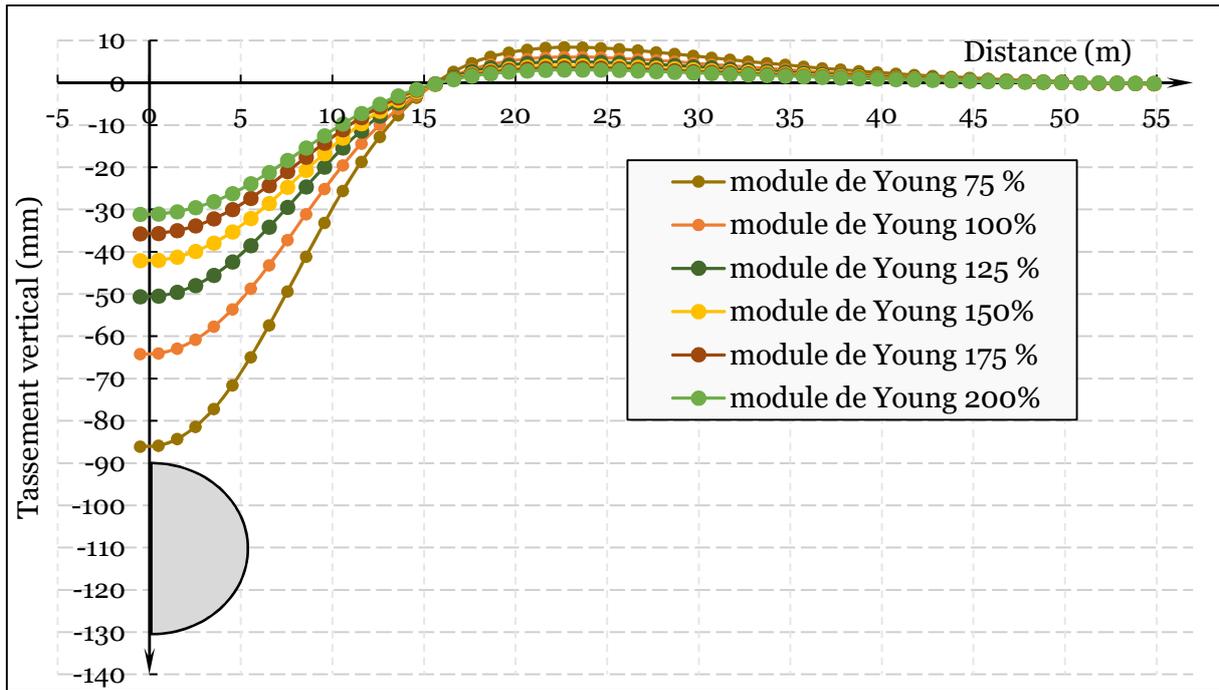


Fig.4.05. Variation du tassement surfacique en fonction de module de Young

Le tassement MSS et module de Young sont inversement corrélés avec liaison exponentiel (figure 4.06).

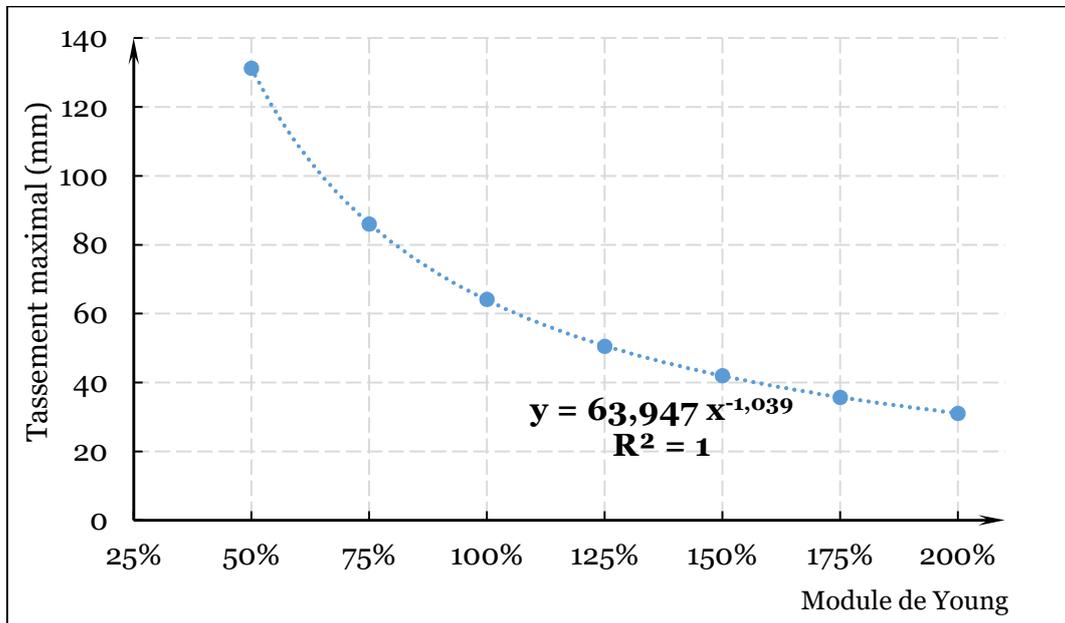


Fig.4.06. Corrélation entre MSS et module de Young (PK 17)

Les conclusions sur l'influence du module de Young sur l'estimation des tassements surfaciques peuvent être généralisées sur les autres sections transversales.

4.4.3. Déformations totales

Dans le cas d'un tunnel creusé dans des terrains argileux, les déformations à court terme ont lieu à volume quasi constant suivant un mouvement purement radial autour des tunnels circulaires et profonds (Sagaseta, 1998 ; Gonzalez et Sagaseta , 2001) .

Dans le cas où le tunnel est non profond (profondeur fini) et non circulaire (rayon de tunnel est variable), des zones de concentrations des charges apparaissent d'une façon hétérogène autour du tunnel.

Pour tous les sections les déformations totales sont comprises entre 0 et 108 mm pour la section transversale PK 85. En effet, les résultats montrent que la zone la plus endommagée est située aux pieddroits de tunnel. Cette zone est caractérisée par forte cisaillement. Le déplacement total maximal au-dessus de tunnel prend une forme de colonne avec une largeur équivalente au diamètre de tunnel (figure 4.07).

Plus précisément, la forme générale des déplacements est trapézoïdal symétrique où la petite base équivalente au diamètre de tunnel D et la grande base est $3 \text{ et } 4 \times D$.

Il n'existe pas une corrélation claire entre les déplacements totaux et le rapport C/D . La raison probable peut être l'invariabilité de rapport C/D ($0,6 < C/D < 1,5$), et la ressemblance des conditions géomecaniques entre ces sections (figure 4.07).

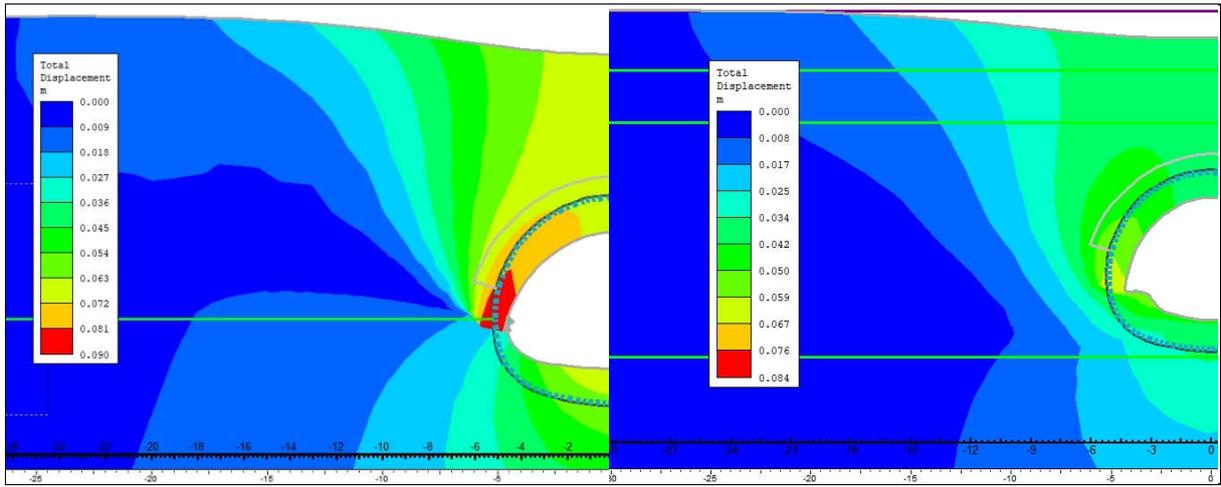


Fig.4.07.a. déformations totales PK 17

Fig.4.07.b. déformations totales PK 36

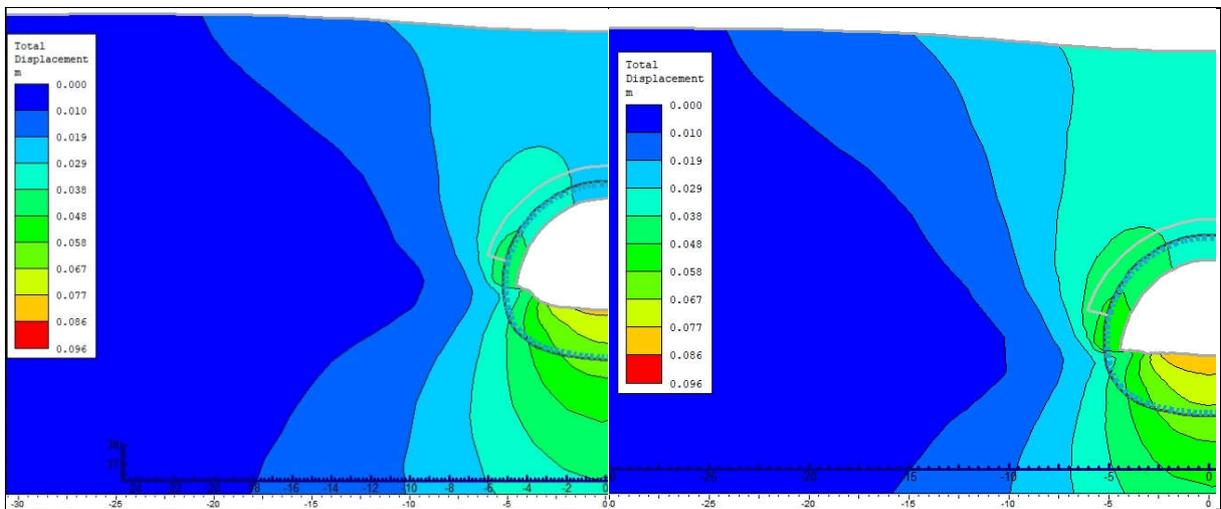


Fig.4.07.c. déformations totales PK 42

Fig.4.07.d. déformations totales PK 61

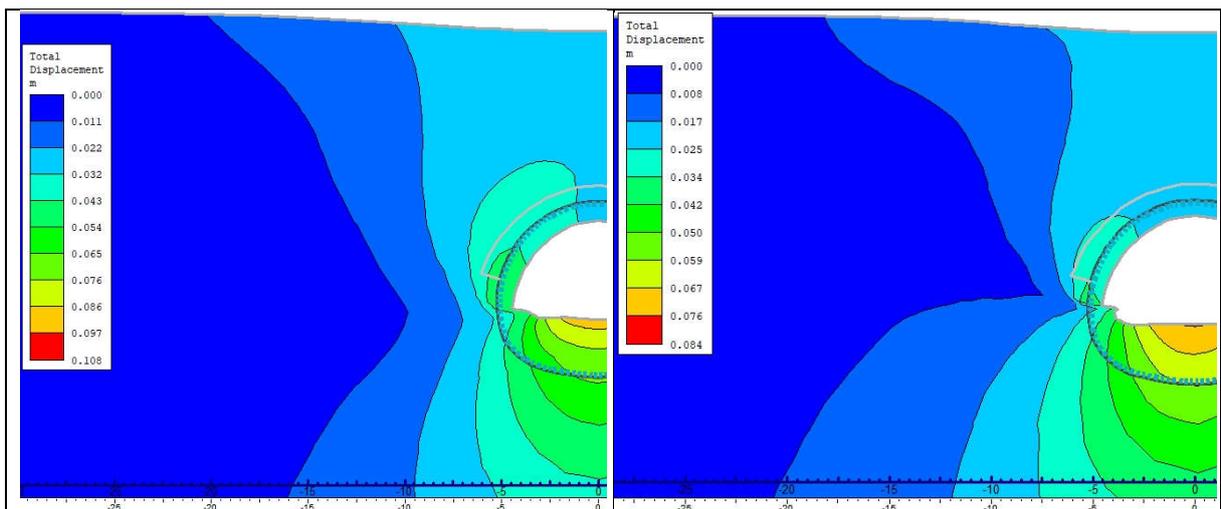


Fig.4.07.e. déformations totales PK 85

Fig.4.07.f. déformations totales PK 161

4.4.4. Tassement surfacique

La prévision des tassements induits par le creusement de tunnels non-profonds en surface repose largement sur le recours à des modèles numériques bidimensionnels.

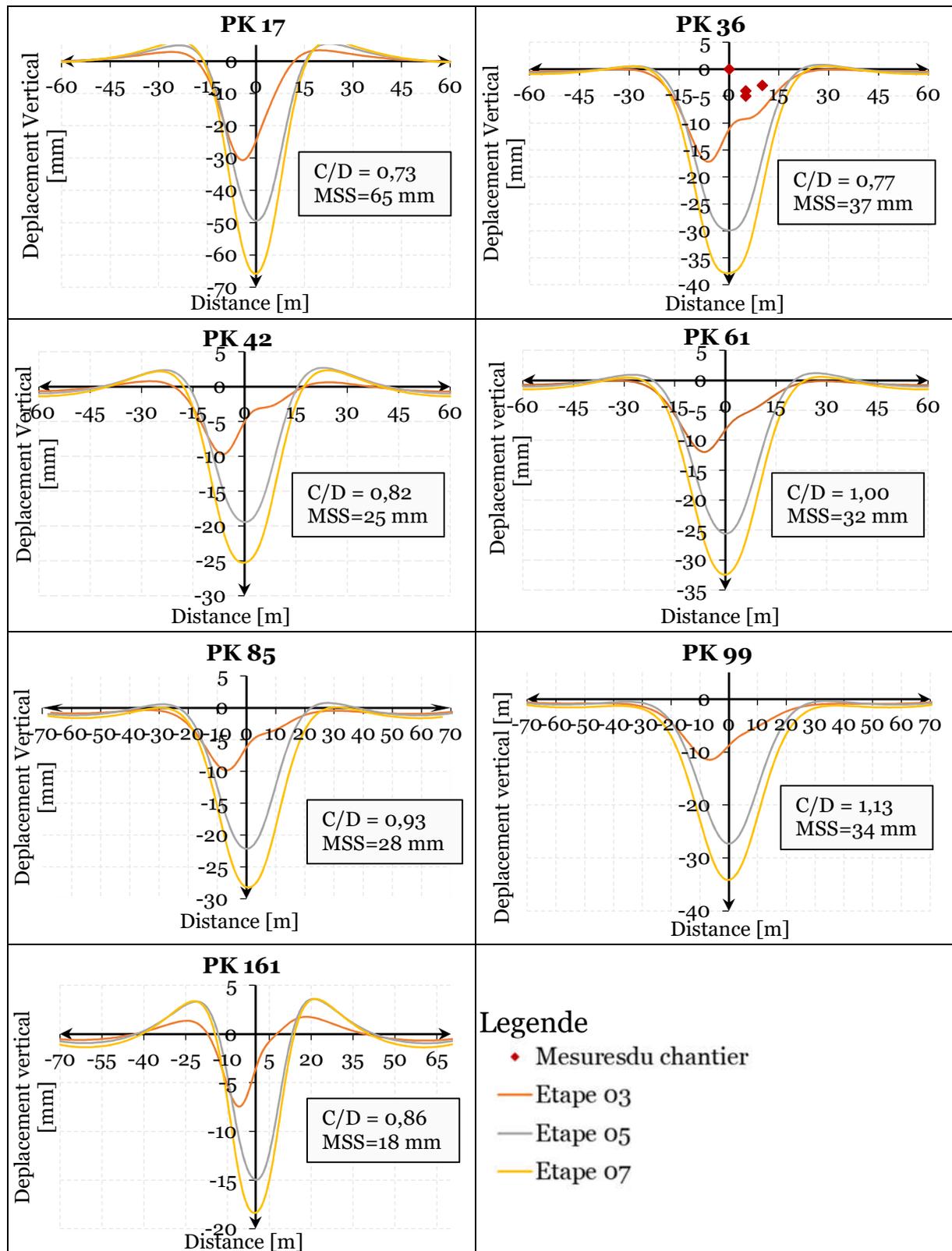


Fig.4.08. Evolution de tassement surfacique

Parmi les avantages de l'outil numérique par rapport aux autres méthodes, sa capacité de suivre l'évolution des déplacements avec chaque phase de tunnelisation (figure 4.08), ce qui est très utile dans la pratique des tunnels. Autre particularité, c'est la possibilité de définir les zones de compression et de décompression.

Dans les études des tunnels, les mesures de tassement représentent le moyen le plus direct pour valider une estimation que ce soit empirique ou numérique. La validation est basée sur la relation entre les contraintes et les déformations. Les résultats des tassements sont obtenus en utilisant un modèle élastique parfaitement plastique avec critère de rupture Mohr-Coulomb et un rapport de poussée de la terre équivalent à 1. La valeur $K_0 = 1$ c'est une valeur nominale et son influence est discutée dans la section (4.1. Coefficient de pression latérale de terre au repos ' K_0 '). Les résultats ensuite peuvent facilement être calés en fonction de K_0 (tableau 4.03).

Tableau 4.03. Tassement maximal obtenu par méthode numérique ($K_0=1$)

PK	Couvrement (m)	Profondeur (m)	MSS (mm)	C/D	Num. pred.
17	7,56	12,56	25	0,73	65
36	8	13	0	0,77	37
42	8,5	13,5	4	0,82	25
61	10,4	15,4	7	1,00	32
85	9,7	14,65	12	0,93	28
99	11,7	16,7	14	1,13	34
161	9	13,9	10	0,86	18

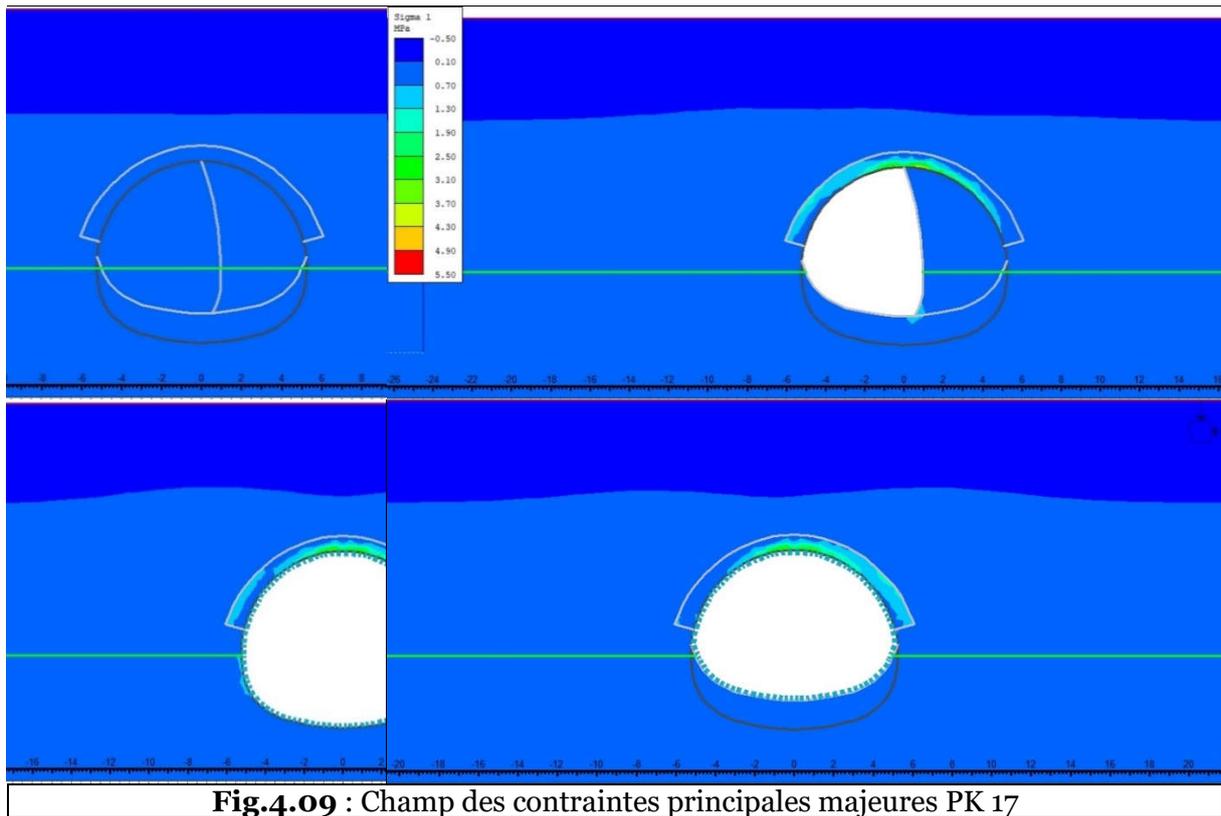
4.4.5. Champ et chemins des contraintes

Avant de réaliser un ouvrage dans le sol, les terrains sont dans un état d'équilibre. Celui-ci correspond à une distribution des contraintes dites "naturelles" ou "initiales".

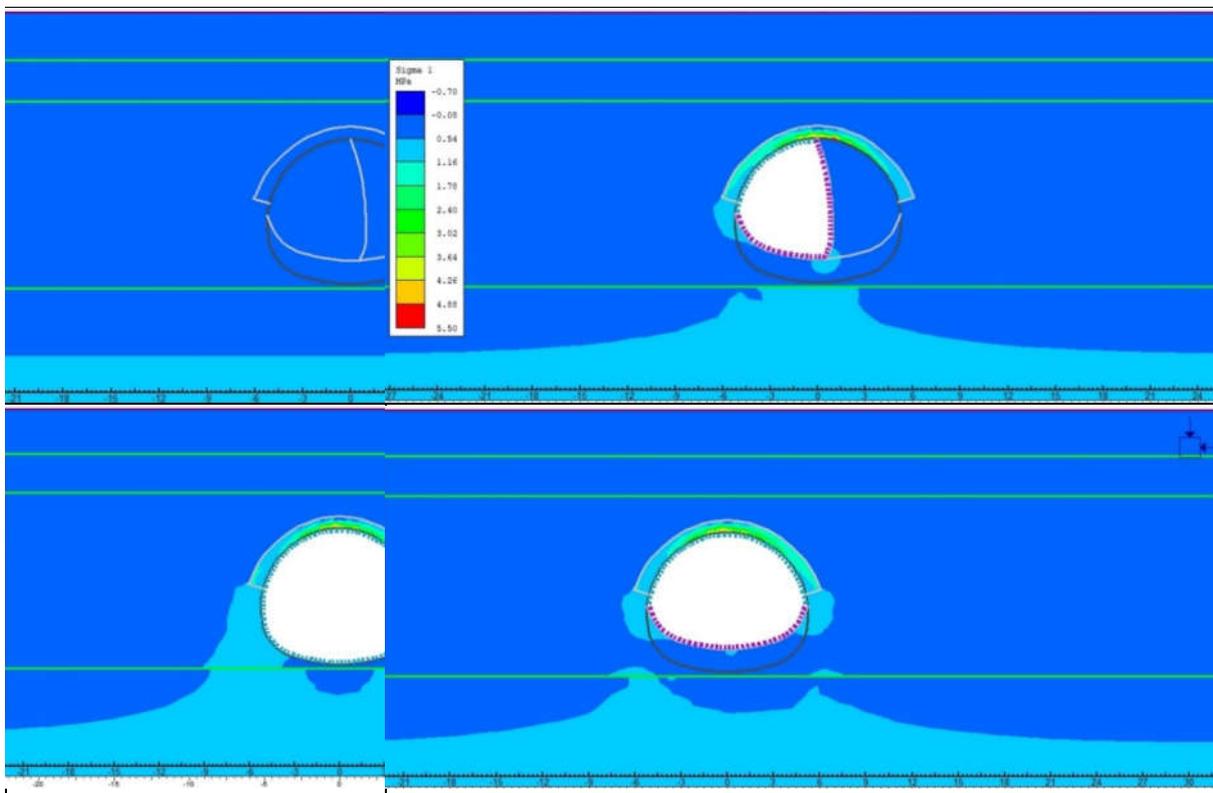
Le fait de creuser un ouvrage dans un massif crée un nouvel état des contraintes (Piguet, 1983). Il en résulte des contraintes nouvelles de traction, de cisaillement, et de compression. Sous l'action de ces nouvelles contraintes, le sol au voisinage de l'excavation se déforme, et éventuellement se rompt.

4.4.5.1. Champ et chemins des contraintes principales majeures ' σ_1 '

Les résultats d'analyses numériques présentent une similarité de distribution des contraintes principales majeures entre toutes les sections transversales étudiées (figure 4.09 – figure 4.15). Ces figures montrent une concentration de la contrainte sur le toit de tunnel pour sa valeur maximale et les pénétrations de l'excavation.



Le champ des contraintes s'évolue verticalement au fur et à mesure de phasage de tunnelisation pour atteindre une valeur maximale sur le toit de soutènement (3-4 MPa). Mais hors zone de tunnelisation, les contraintes principales majeures sont quasi-statiques (pas de variation remarquable) (figure 4.09).



Contrairement aux résultats précédents, la figure 4.10 illustre une grande perturbation d'état initial. Et en plus de la concentration des charges dans la voute parapluie, les piédroits de tunnel sont aussi touchés. Pour cette coupe transversale, la contrainte maximale est de l'ordre de 4,5 MPa.

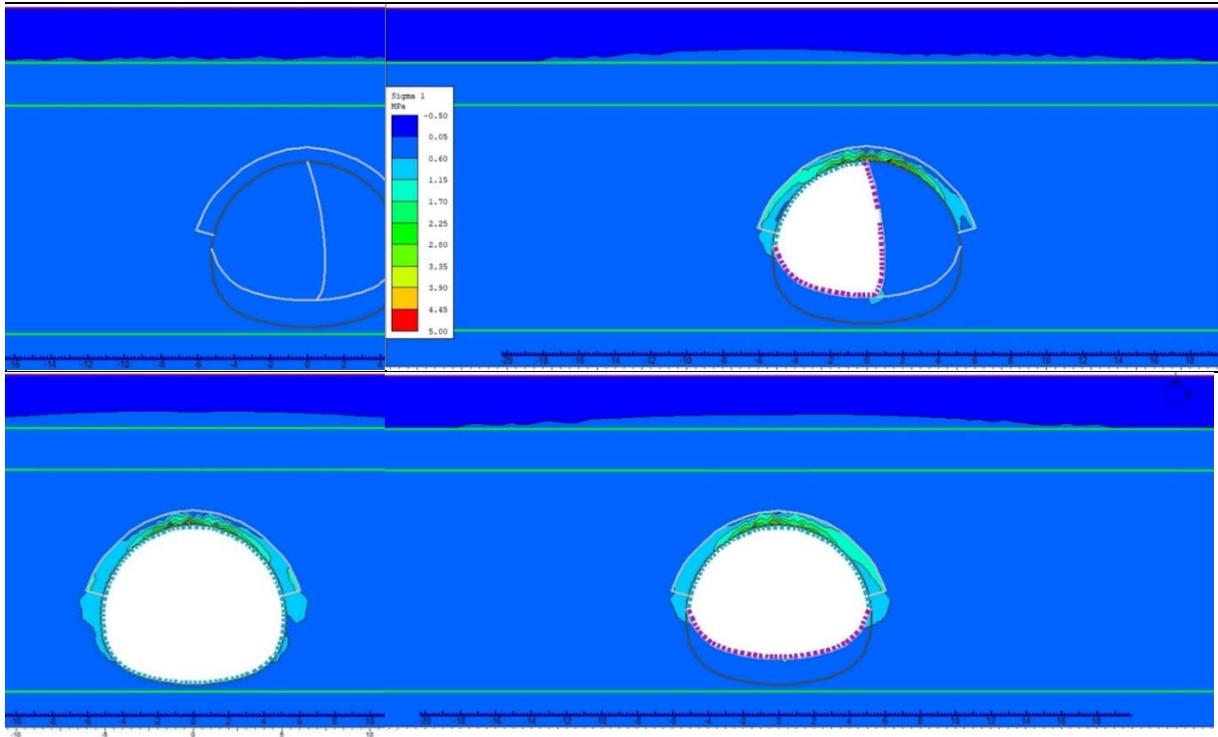


Fig.4.11. Champ contraintes principales majeures PK 42

Pour la section 42 (figure, 4.11), les contraintes principales majeures (σ_1) sont cumulées principalement dans la voute pour atteindre environ 4,2 MPa, et faiblement dans les zones en contact direct avec les piédroits de l'excavation.

Pour les sections restantes, la redistribution des contraintes est identiques (figure 4.12- figure 4.15).

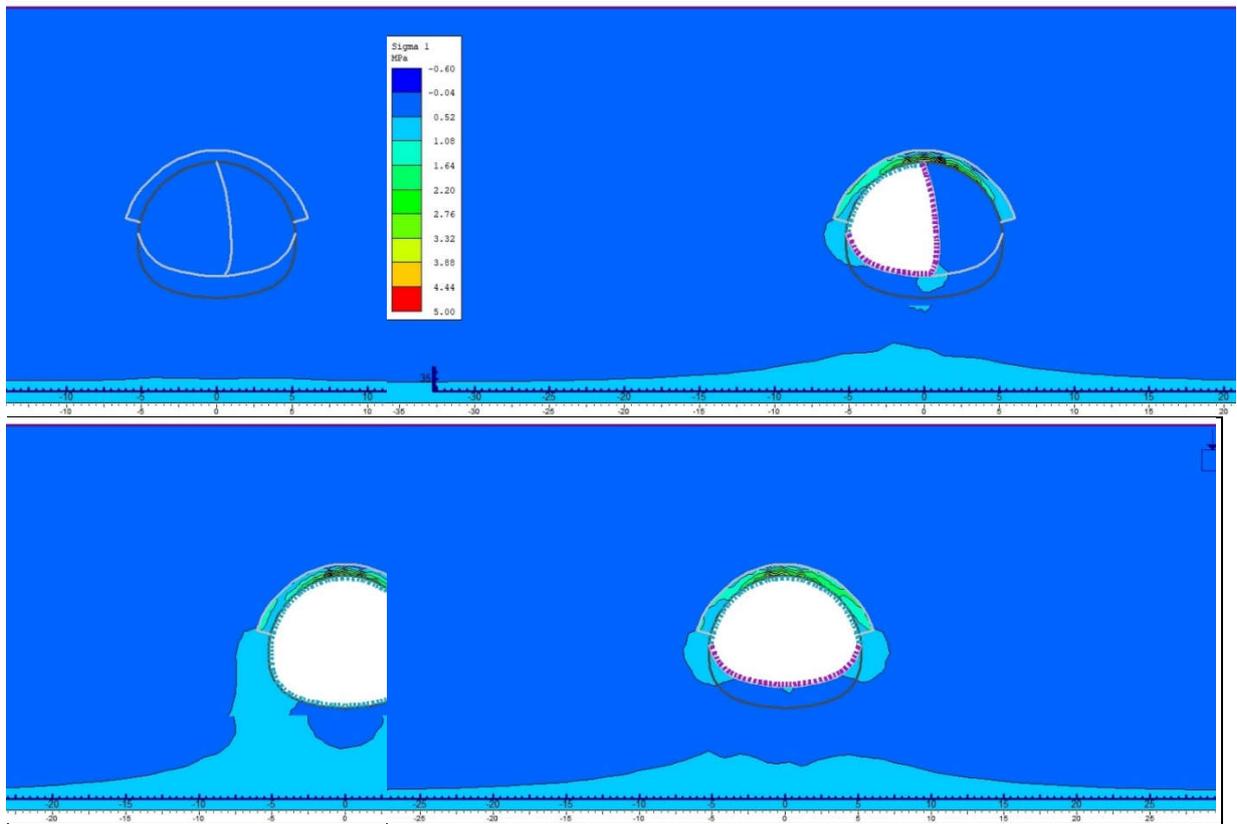


Fig.4.12 Champ contraintes principales majeures PK 61

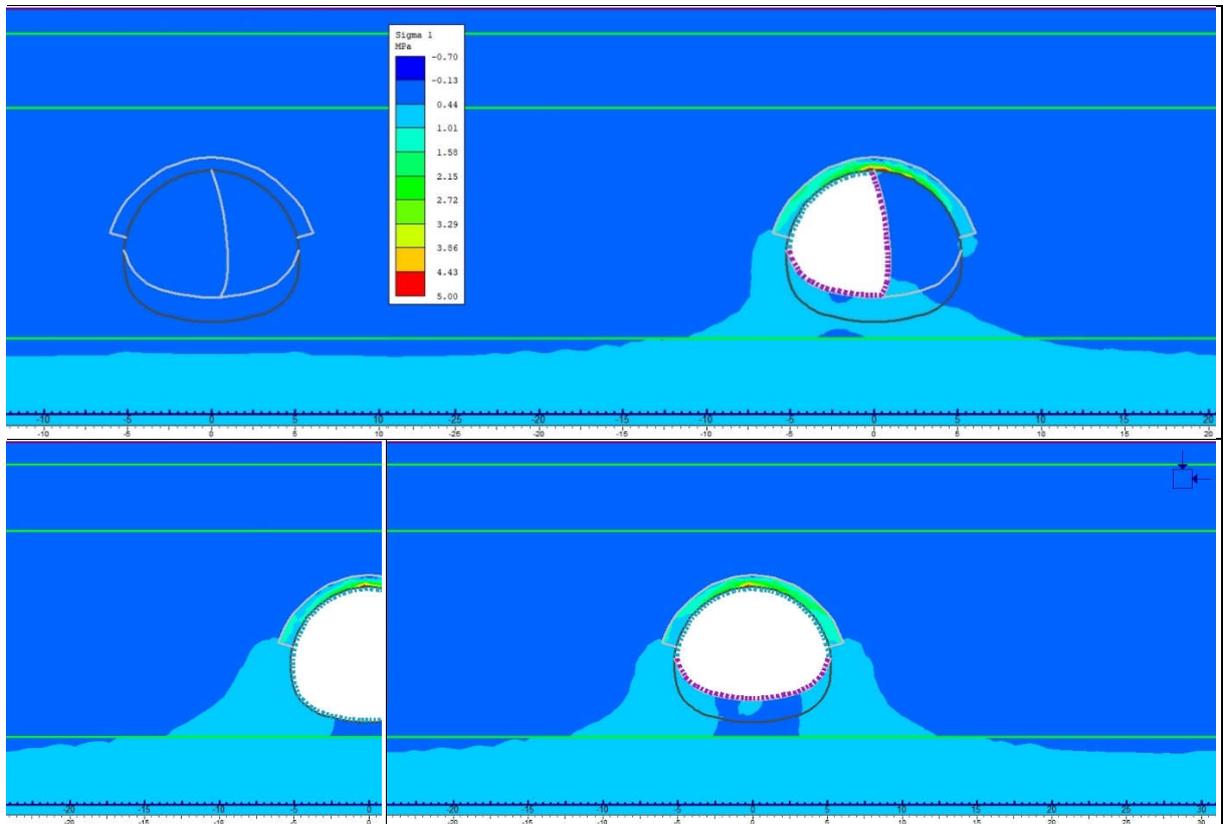


Fig.4.13 Champ contraintes principales majeures PK 85

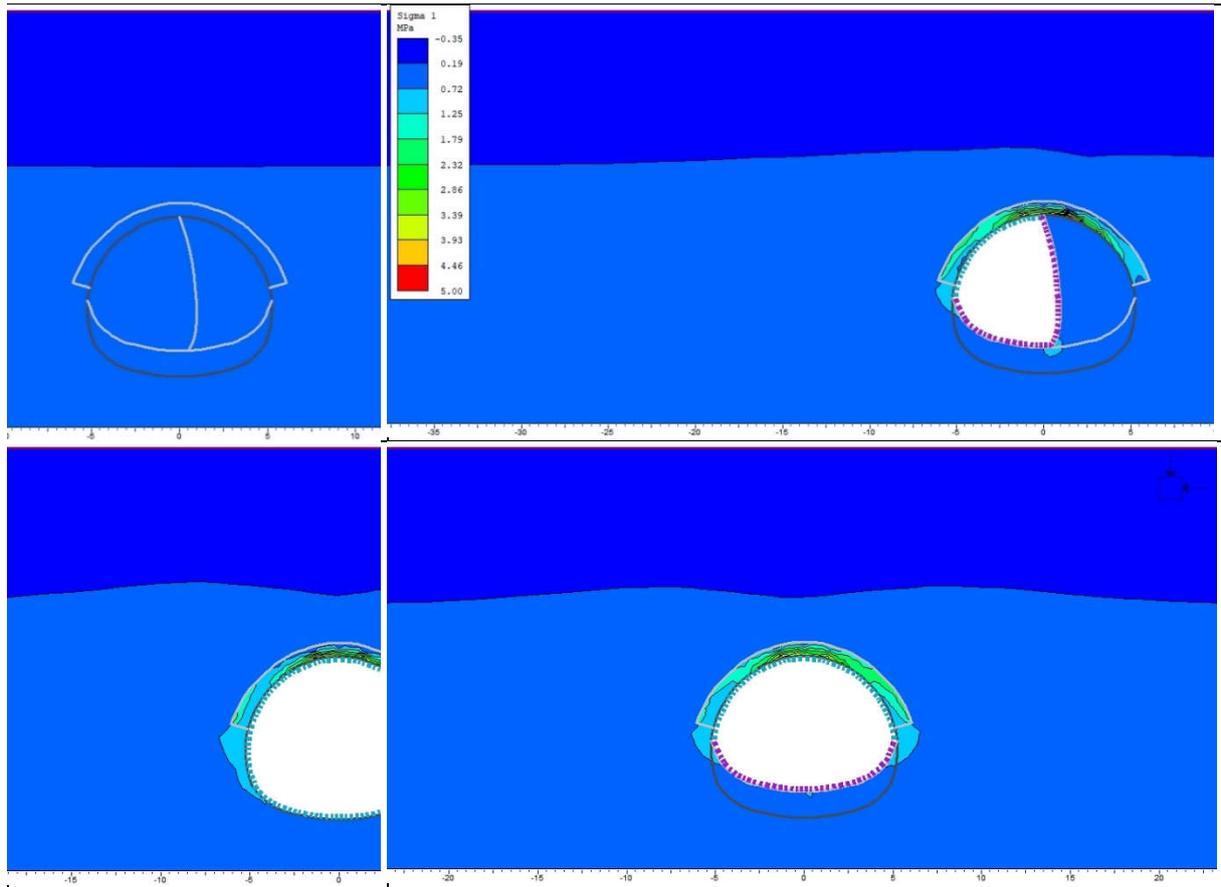


Fig.4.14 Champ contraintes principales majeures PK99

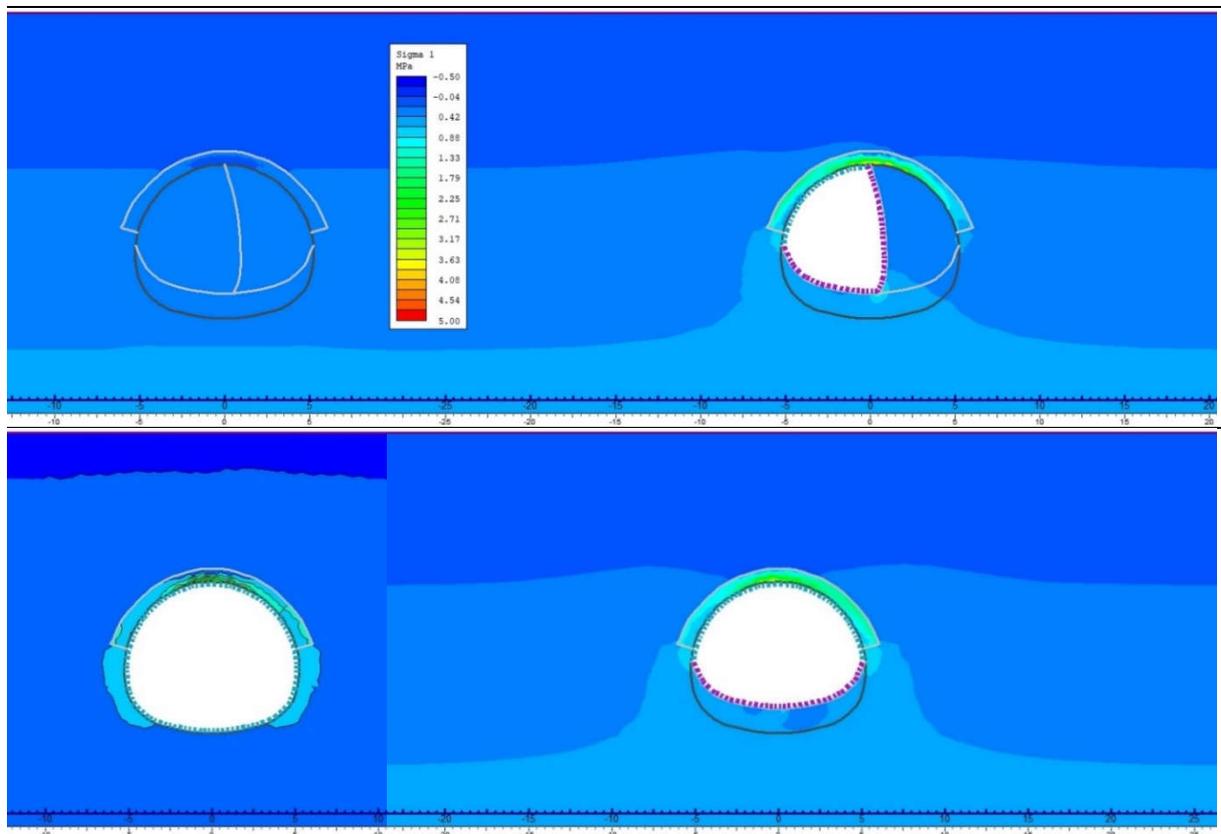


Fig.4.15 Champ contraintes principales majeures PK 161

Le champ des contraintes principales majeures s'évolue de l'état initial (Phase I) vers sa valeur maximale dans le toit de tunnel (Phase II, Phase III et Phase IV).

Dans l'état initial, les contraintes majeures sont proportionnelles et équivalentes aux contraintes litho statiques (varie en fonction profondeur) (figure 4.16 ; figure 4.17).

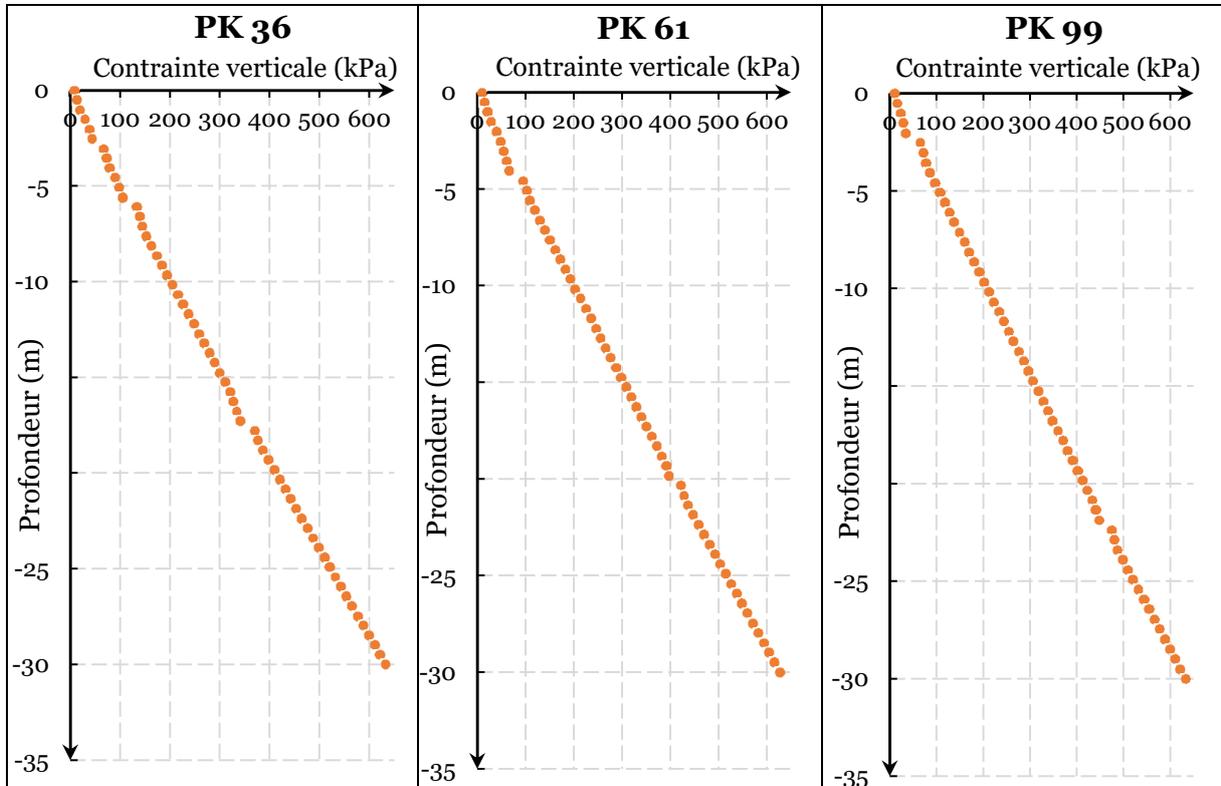


Fig.4.16 Evolution des contraintes verticales avec la profondeur

La distribution finale des contraintes majeures est fortement hétérogène et liée à la position géométrique de mesure (figure 4.17) :

- dans la clé de tunnel, σ_1 est largement supérieure aux contraintes verticale σ_z et normale σ_n , et s'accroît avec la progression de tunnelisation surtout dans la phase 5 et stabilise dans la valeur 3,5 MPa ;
- dans le radier, σ_1 est supérieure aux contraintes verticale σ_z et normale σ_n , mais après la Phase III la contrainte majeure décroît ;
- pour les piédroits, les contraintes majeures sont équivalentes dans toutes les étapes de construction aux contraintes normales et largement supérieures aux contraintes verticales. Même si les deux points de mesure B et D sont géométriquement symétriques, ils n'ont pas des valeurs identiques de contraintes (figure 4.17 et tableaux 4.04).

Tableau 4.04. Etats des contraintes majeures dans les points caractéristiques de tunnel

	Phase I	Phase III	Phase V	Phase VII
Clé de tunnel	$\sigma_1 = \sigma_z = \sigma_n$	$\sigma_1 > \sigma_n > \sigma_z$	$\sigma_1 \gg \sigma_z > \sigma_n$	$\sigma_1 \gg \sigma_z > \sigma_n$
Radier	$\sigma_1 = \sigma_z = \sigma_n$	$\sigma_1 > \sigma_z > \sigma_n$	$\sigma_1 > \sigma_z > \sigma_n$	$\sigma_1 \approx \sigma_z > \sigma_n$
Piédroit B	$\sigma_1 = \sigma_z = \sigma_n$	$\sigma_1 = \sigma_n > \sigma_z$	$\sigma_1 = \sigma_n > \sigma_z$	$\sigma_1 = \sigma_n > \sigma_z$
Piédroit D	$\sigma_1 = \sigma_z = \sigma_n$	$\sigma_1 = \sigma_n > \sigma_z$	$\sigma_1 = \sigma_n > \sigma_z$	$\sigma_1 = \sigma_n > \sigma_z$

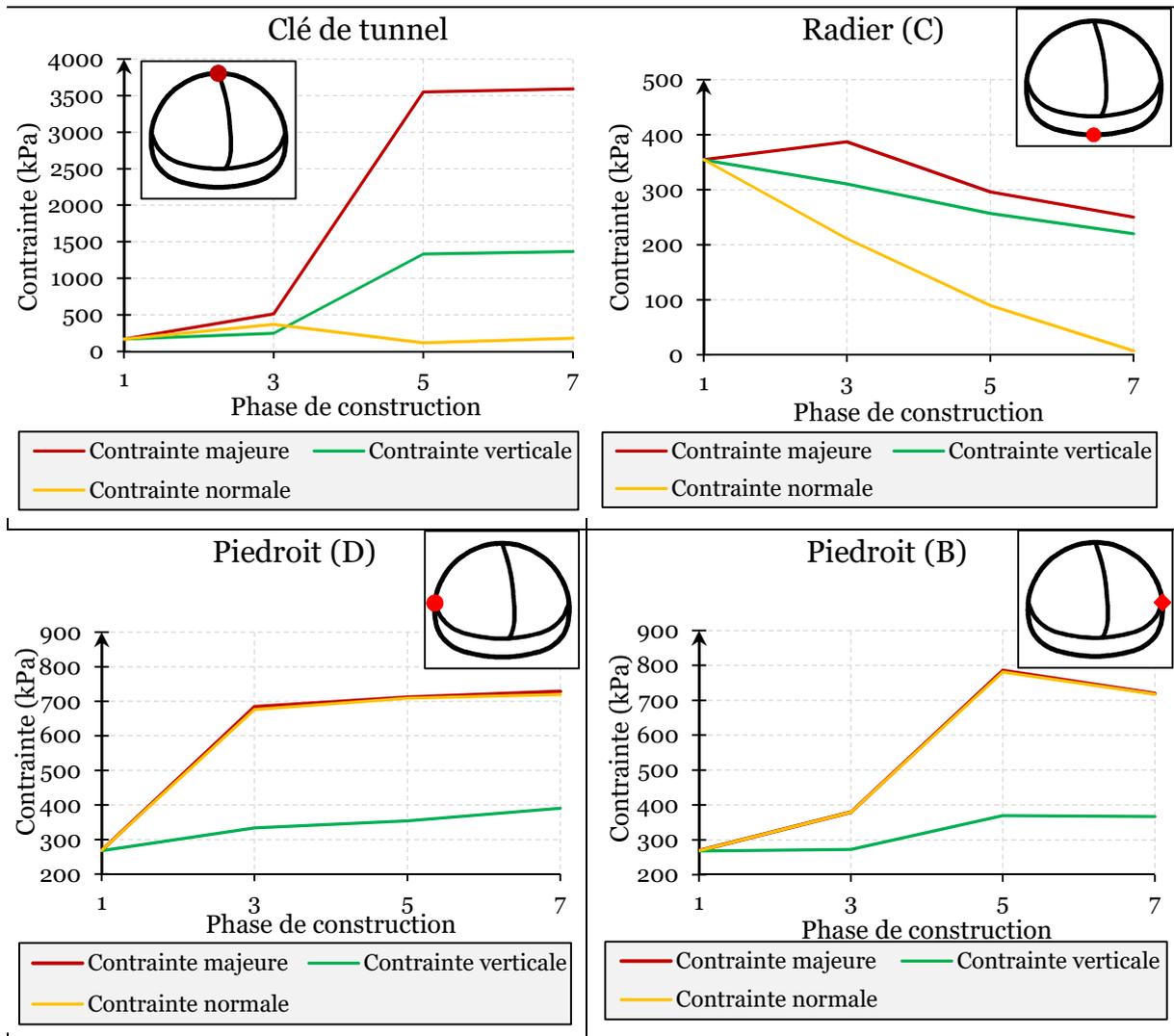


Fig.4.17 Changement des contraintes majeures en fonction de point de mesure et phasage de construction (PK 36)

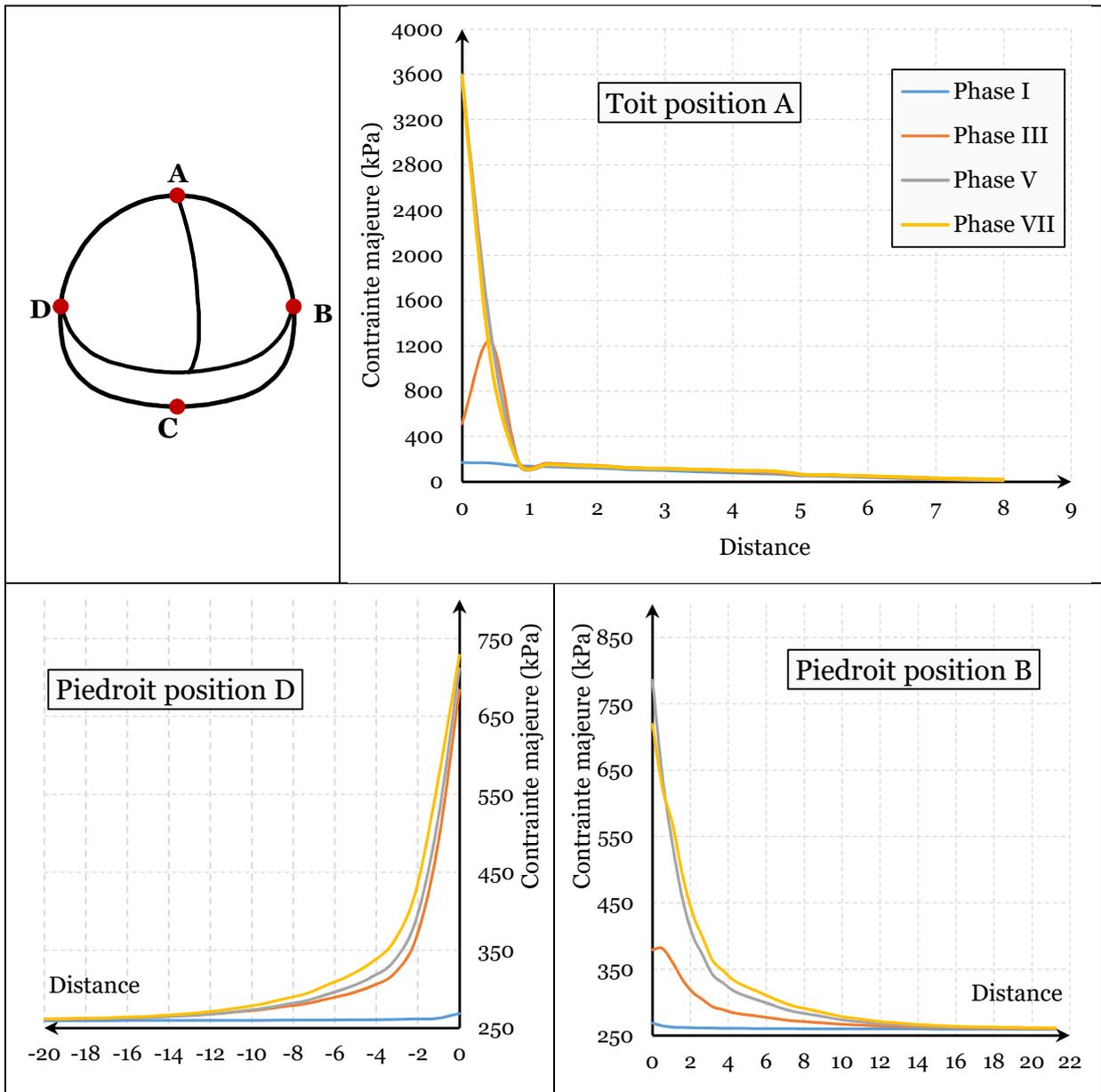


Fig.4.18. Contrainte principale majeure en fonction de distance (PK 36)

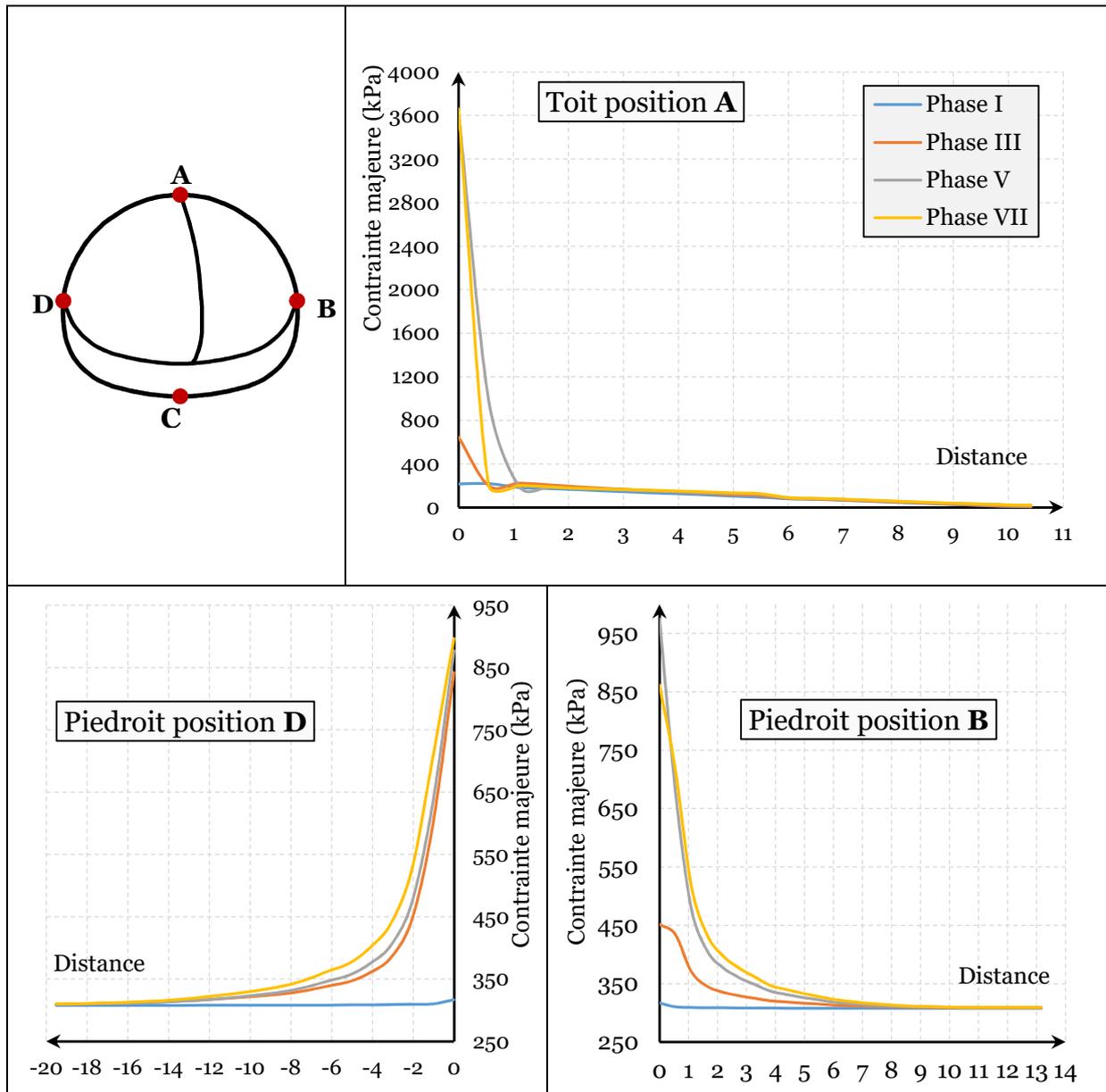


Fig.4.19. Contrainte principale majeure en fonction de distance (PK 61)

Les contraintes s'affaiblissent proportionnellement avec la distance de mesure par rapport au tunnel.

L'état finale des contraintes majeures est dépendante aux :

- rapport de couverture (C/D) (figures 4.09 – 4.15) et paramètres géotechniques,
- phasage de tunnelisation (figure 4.17, figure 4.18)
- et distance (figure 4.18) et position de mesure (figure 4.17, figure 4.18) à l'ouvrage.

4.4.5.2. Champs et chemins des contraintes principales mineures ' σ_3 '

L'état final des contraintes mineures est faiblement affecté par les processus de tunnelisation. La nouvelle redistribution est quasi identique dans toutes les sections (figure 4.20 – figure 4.26) et faiblement variée.

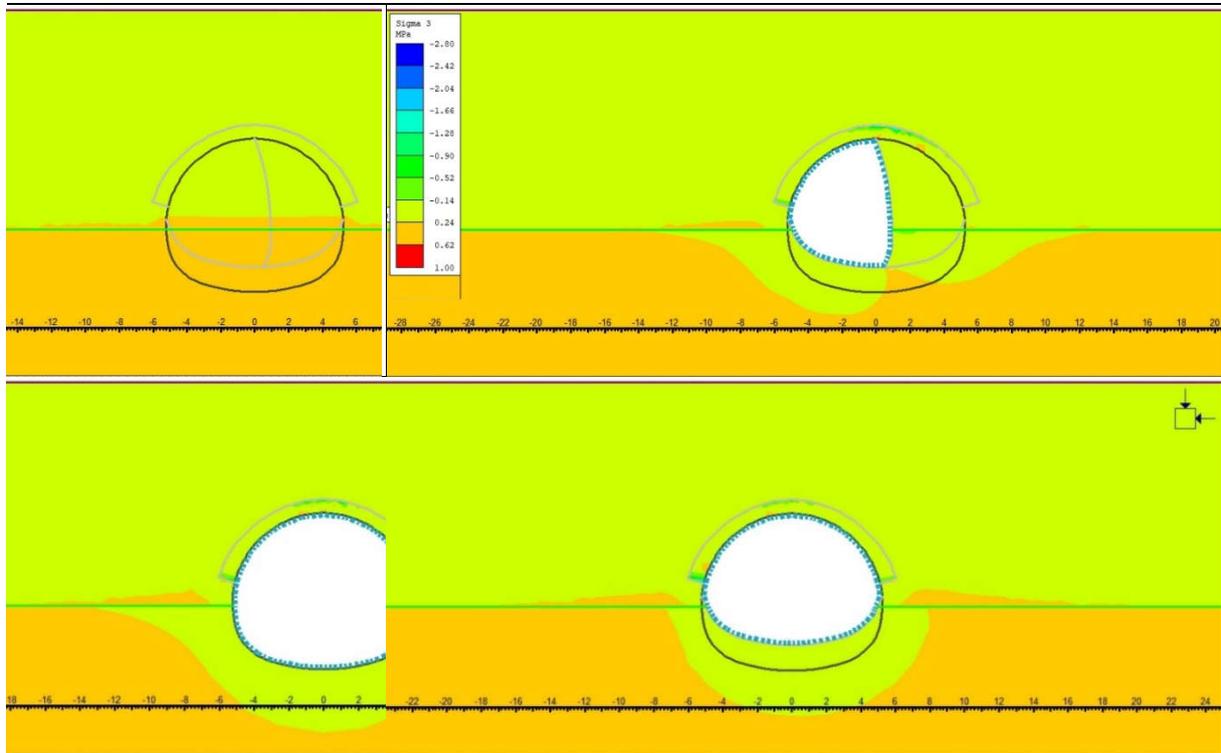


Fig.4.20. Champ des contraintes principales mineures PK 17

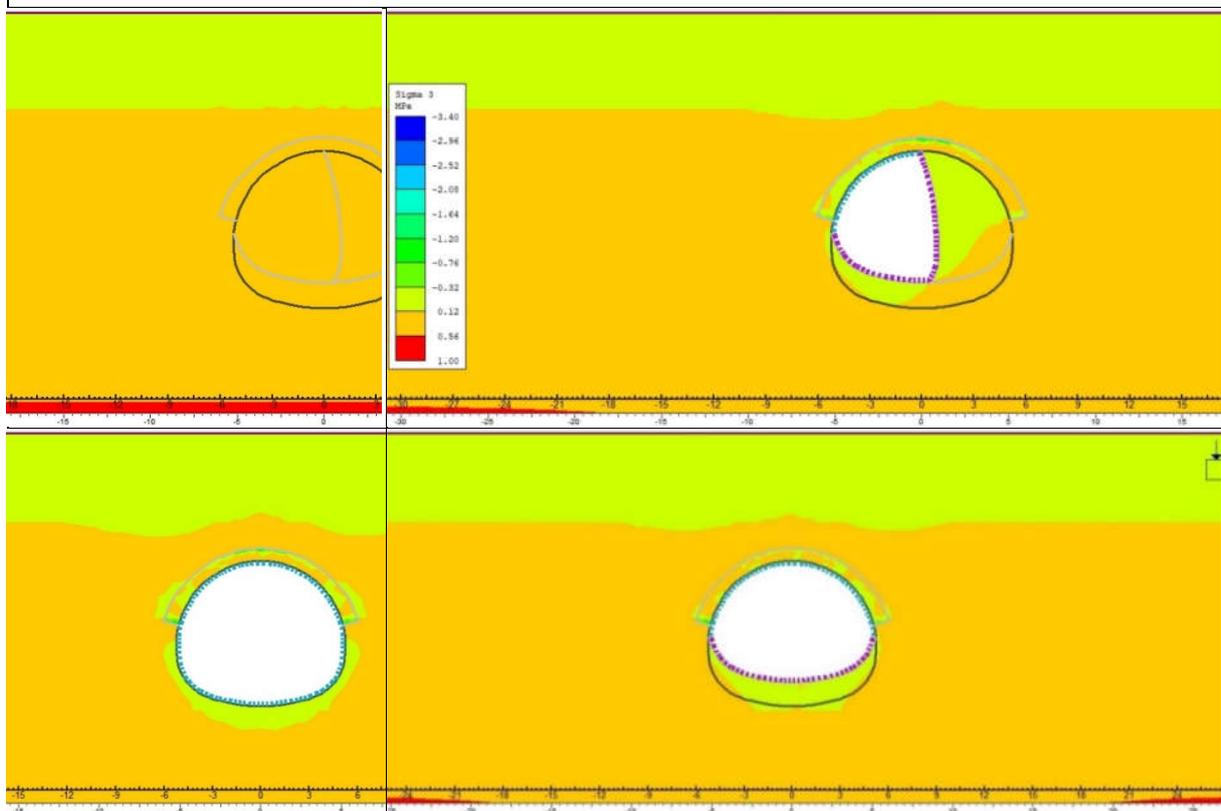


Fig.4.21. Champ des contraintes principales mineures PK32

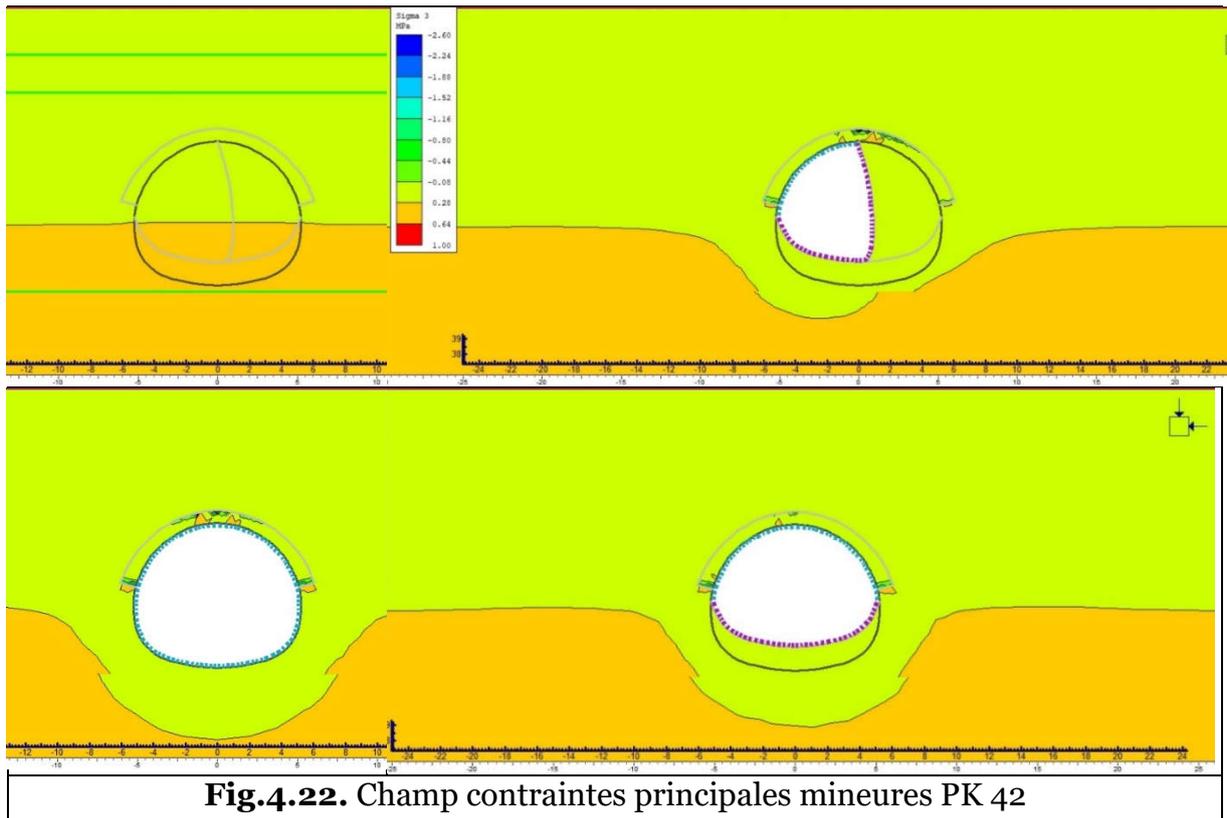


Fig.4.22. Champ contraintes principales mineures PK 42

Même avec l'affaiblissement dans les contraintes principales mineures, sa valeur reste positif pour toutes les phases de construction (figure 4.20 – figure 4.26).

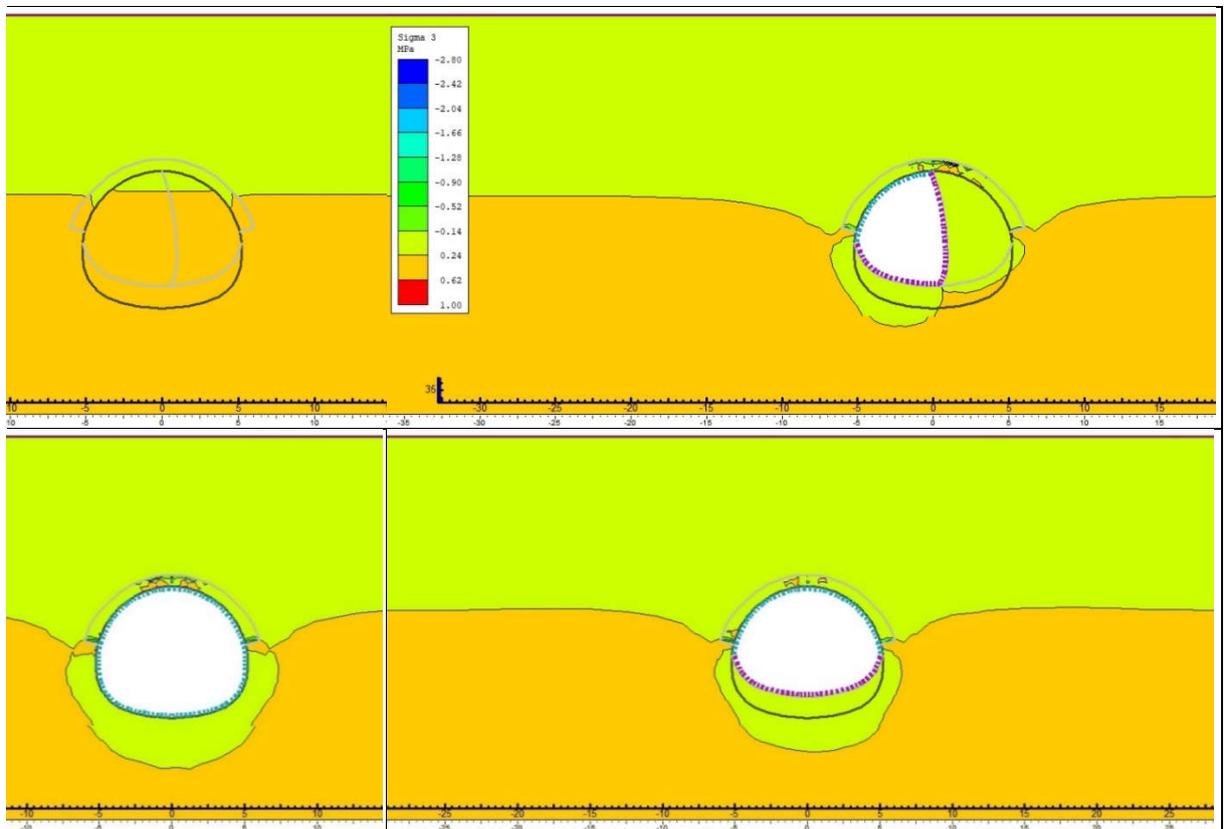


Fig.4.23. Champ contraintes principales mineures PK 61

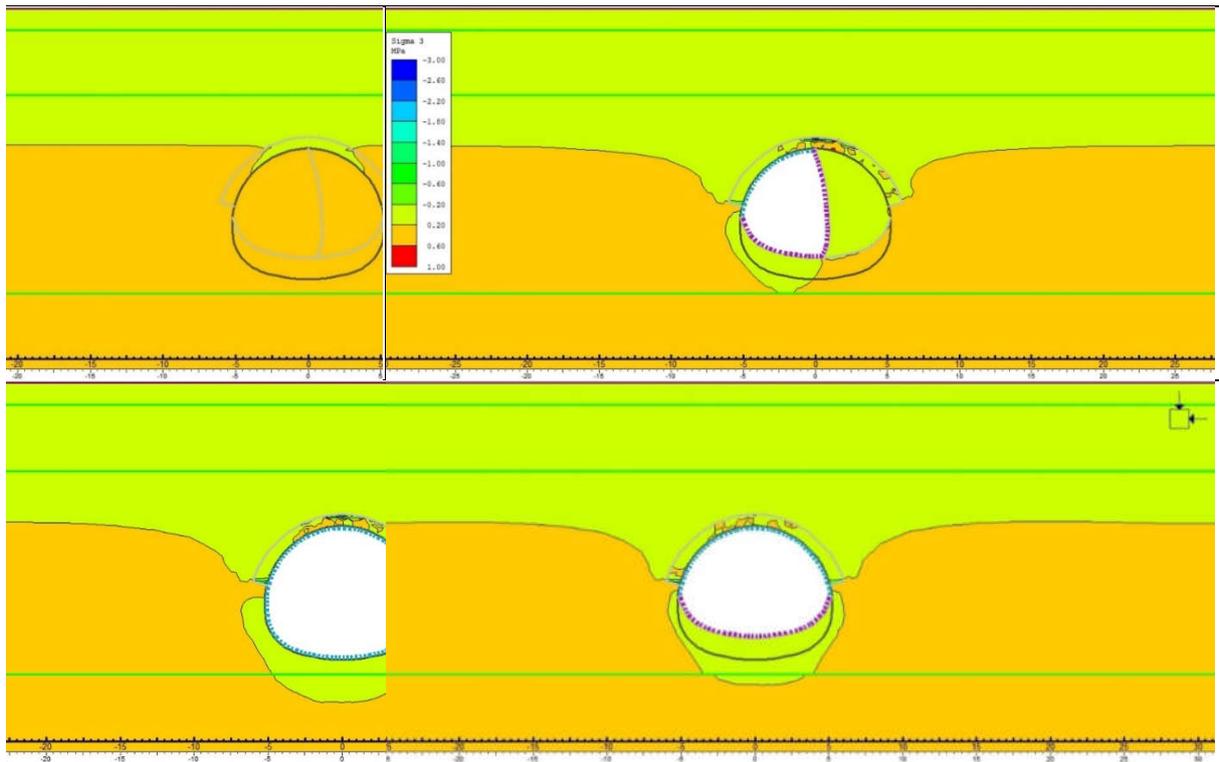
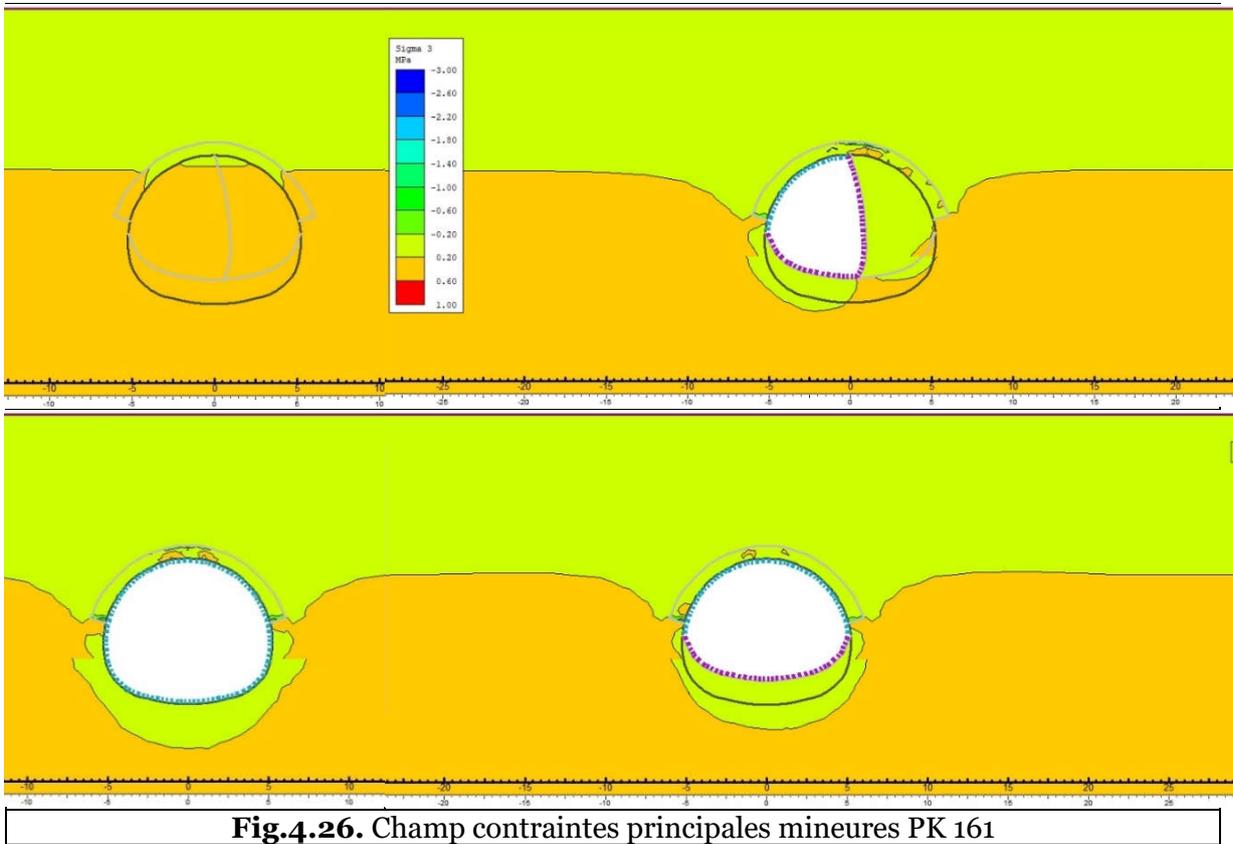
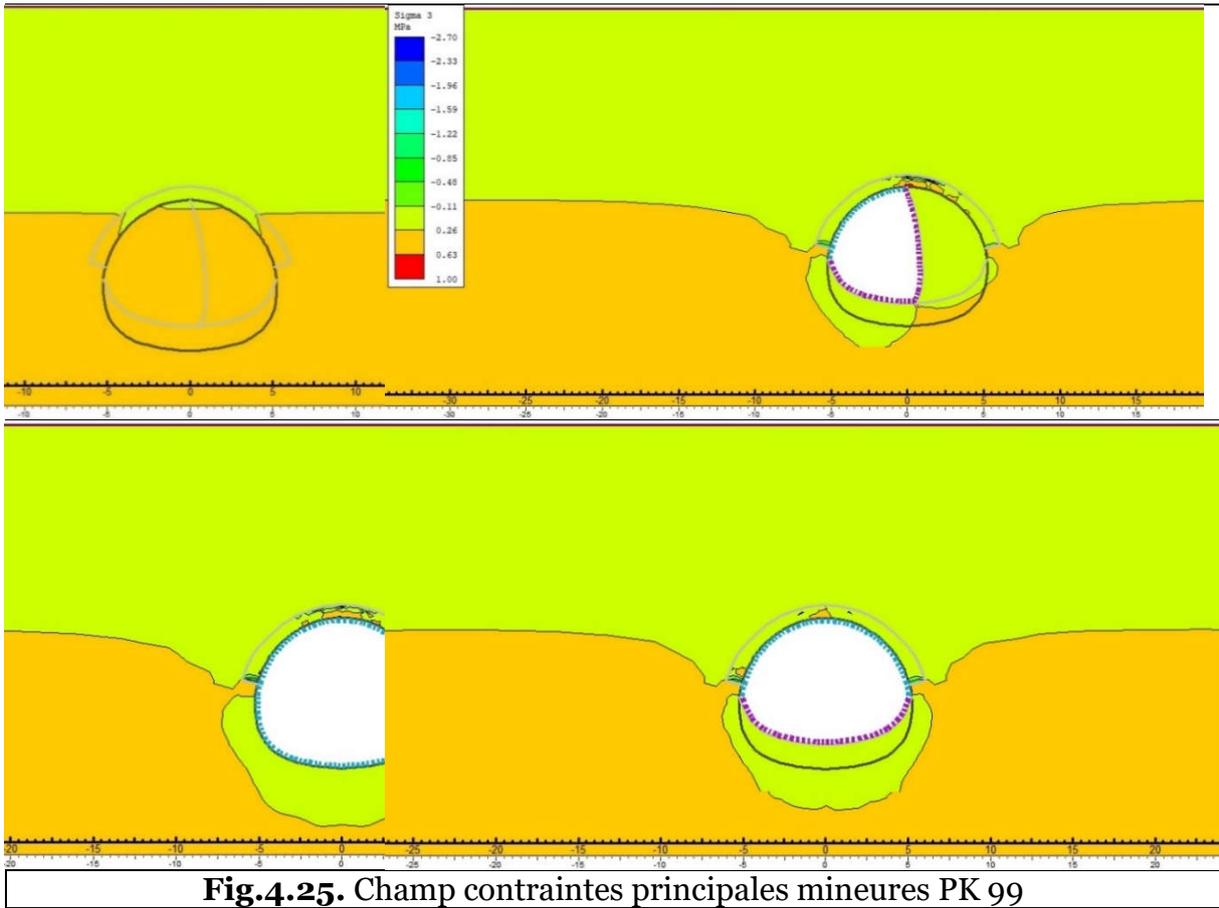


Fig.4.24. Champ contraintes principales mineures PK 85

L'influence de l'excavation sur les contraintes mineures n'est significative qu'à environ 20 mètres de l'axe de tunnel soit deux à deux et demi diamètres dans les présents cas ($2 \div 2,5 \times D$).

Pareillement aux résultats obtenus des contraintes majeures, les contraintes mineures ont des valeurs initiales lithostatiques ($\sigma_3 = \sigma_z$) et s'évaluent au fur et à mesure aux travaux d'excavation. En fait, les mêmes remarques sur l'évolution des contraintes σ_1 sont aussi valides en matière forme et sensibilité au point et distance de mesure, et ne diffèrent qu'à l'intensité.



La portée de la nouvelle distribution ne dépasse pas $2 \times D$ de l'axe de tunnel horizontalement pour toutes les sections transversales (figure 4.20 – figure 4.26). Sur l'axe vertical, la redistribution atteint seulement $0,5 \times D$ à partir de la base du radier.

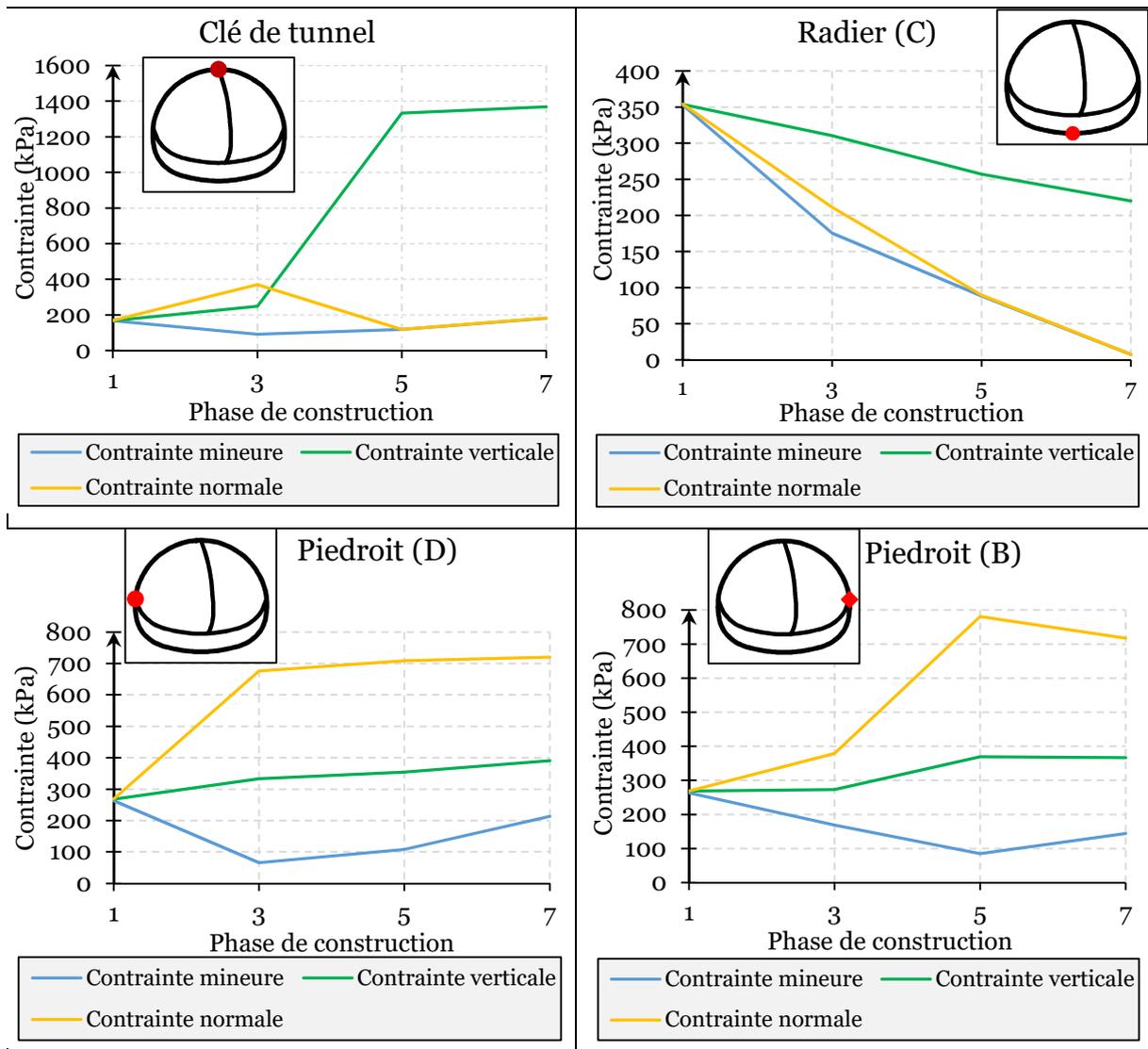


Fig.4.27. Changement des contraintes en fonction de point de mesure et phasage de construction (PK 36)

L'état final des contraintes mineures est lié à la position géométrique de mesure (figure 4.27) :

- dans la clé de tunnel, σ_3 est inférieure aux contraintes verticale σ_z et normale σ_n , et décroît en Phase III tandis que pour les phases V et VII elle s'accroît et s'équivaut au contrainte normale ;
 $(\sigma_{3I} > \sigma_{3III} < \sigma_{3V} < \sigma_{3VII})$
- dans le radier, σ_3 est aussi inférieure aux contraintes verticale σ_z et normale σ_n , mais elle décroît progressivement avec l'avancement des travaux de construction. Pour les deux dernières étapes, σ_3 est identique à σ_n ;
 $(\sigma_{3I} > \sigma_{3III} > \sigma_{3V} > \sigma_{3VII})$

- pour les piédroits, les contraintes mineures sont faibles aux contraintes verticales et normales pour toutes les étapes de tunnelisation. Même si les deux points de mesure B et D sont géométriquement symétriques, ils n'ont pas des valeurs identiques de contraintes (figure 4.27 et tableau 4.05).

(B) $\sigma_{3I} > \sigma_{3III} > \sigma_{3V} < \sigma_{3VII}$

(D) $\sigma_{3I} > \sigma_{3III} < \sigma_{3V} < \sigma_{3VII}$

Tableau 4.05. Etats des contraintes mineures dans les points caractéristiques de tunnel

	Phase I	Phase III	Phase V	Phase VII
Clé de tunnel	$\sigma_3 = \sigma_z = \sigma_n$	$\sigma_3 < \sigma_z < \sigma_n$	$\sigma_3 = \sigma_n \ll \sigma_z$	$\sigma_3 = \sigma_n \ll \sigma_z$
Radier	$\sigma_3 = \sigma_z = \sigma_n$	$\sigma_3 < \sigma_n < \sigma_z$	$\sigma_3 = \sigma_n \ll \sigma_z$	$\sigma_3 = \sigma_n \ll \sigma_z$
Piédroit B	$\sigma_3 = \sigma_z = \sigma_n$	$\sigma_3 < \sigma_z < \sigma_n$	$\sigma_3 < \sigma_z < \sigma_n$	$\sigma_3 < \sigma_z < \sigma_n$
Piédroit D	$\sigma_3 = \sigma_z = \sigma_n$	$\sigma_3 < \sigma_z < \sigma_n$	$\sigma_3 < \sigma_z < \sigma_n$	$\sigma_3 < \sigma_z < \sigma_n$

Similairement aux contraintes majeures, l'état final des contraintes mineures est dépendante aux :

- rapport de couverture (C/D) (figures 4.20 – 4.26) et paramètres géotechniques,
- phasage de tunnelisation et position de mesure (figure 4.27)
- et distance à l'ouvrage.

4.4.5.3. Contraintes moyennes 'p' et déviatorique 'q'

Les contraintes moyennes 'p' et déviatoriques 'q' permettent de mieux présenter l'évolution des contraintes principales.

Les contraintes déviatoires et moyennes ont une tendance quasi similaire pour la clé et les piédroits de tunnel. Mais pour le radier, les contraintes moyennes se diminuent contrairement aux contraintes déviatoriques. La contrainte déviatorique est largement supérieure à sa valeur initiale dans tous les points autour de tunnel dans la modélisation bidimensionnelle.

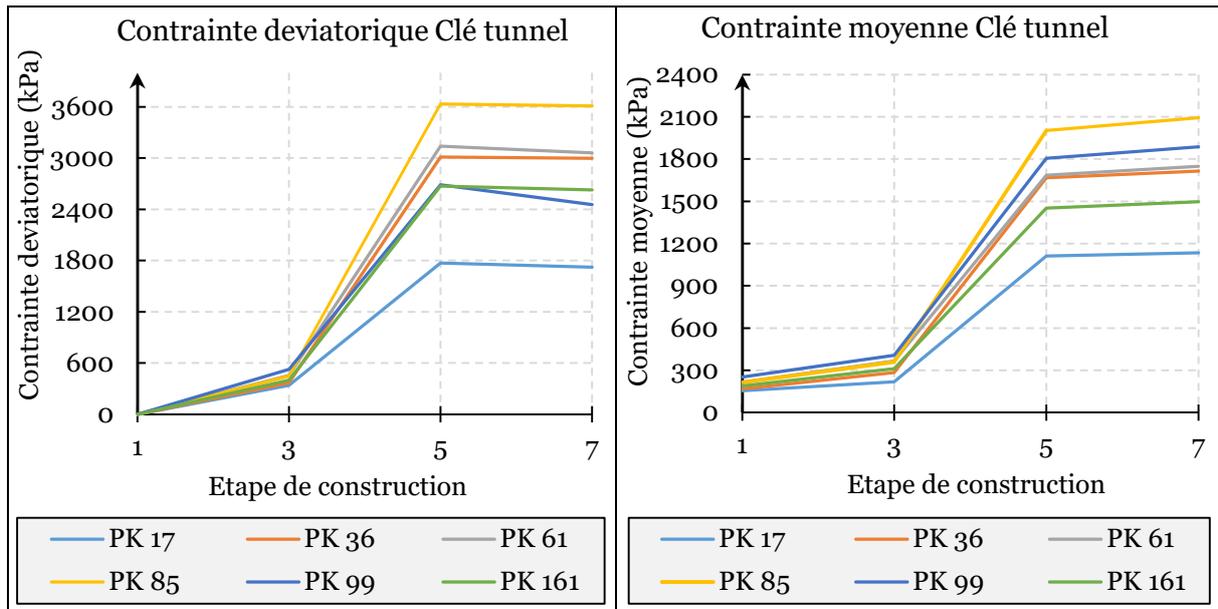


Fig.4.28. Evolution des contraintes déviatoriques et moyennes dans la voute parapluie

Pour la clé de tunnel, les contraintes déviatoriques et moyennes s'accroissent faiblement de leurs valeurs initiales en *Phase I* vers *Phase III* (figure 4.28) et figures (cercle zone 2), et s'augmentent brusquement dans la Phase V à cause de la grande différence entre les contraintes principales ($\sigma_1 / \sigma_3 = 1000 \%$), et enfin (*Phase VII*) diminution non remarquable caractérisée par augmentation des contraintes mineures et réduction des contraintes majeures.

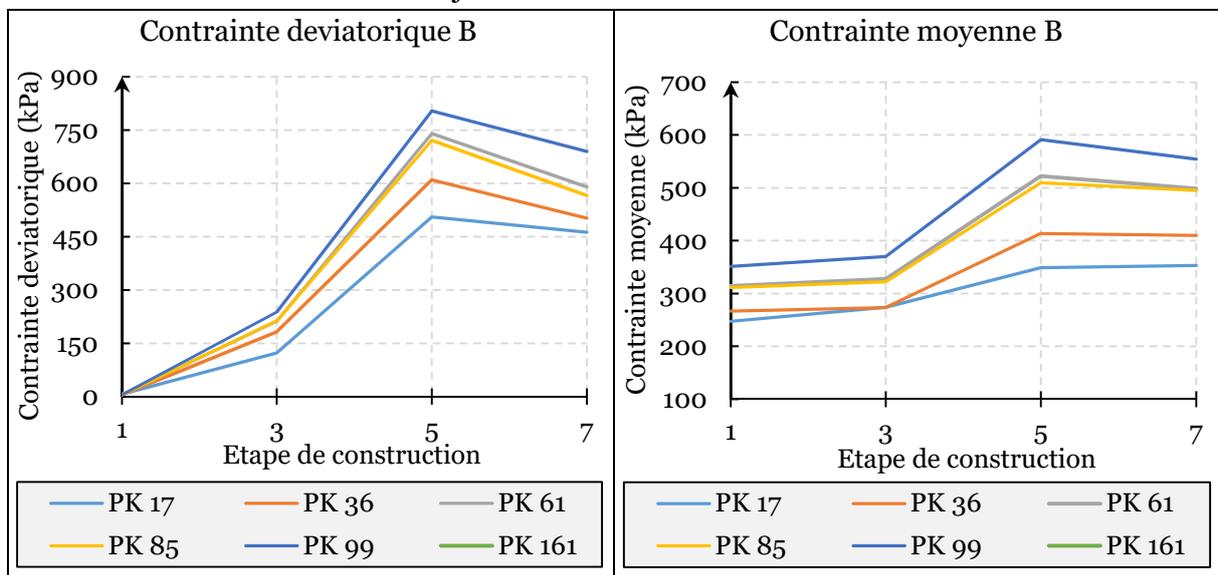


Fig.4.29. Evolution des contraintes déviatoriques et moyennes en piedroit (B)

Pour les piédroits de tunnel, l'évolution de contraintes en point B prend un chemin pareil en forme au toit de tunnel et ne diffère qu'à l'amplitude (figure 4.29) ; tandis que pour point D, la variation des contraintes passe par deux stages, augmentation énorme de ' q ' suivi par stabilisation dans les phases de construction 3, 5 et 7, mais la contrainte moyenne est faiblement impactée (figure 4.30).

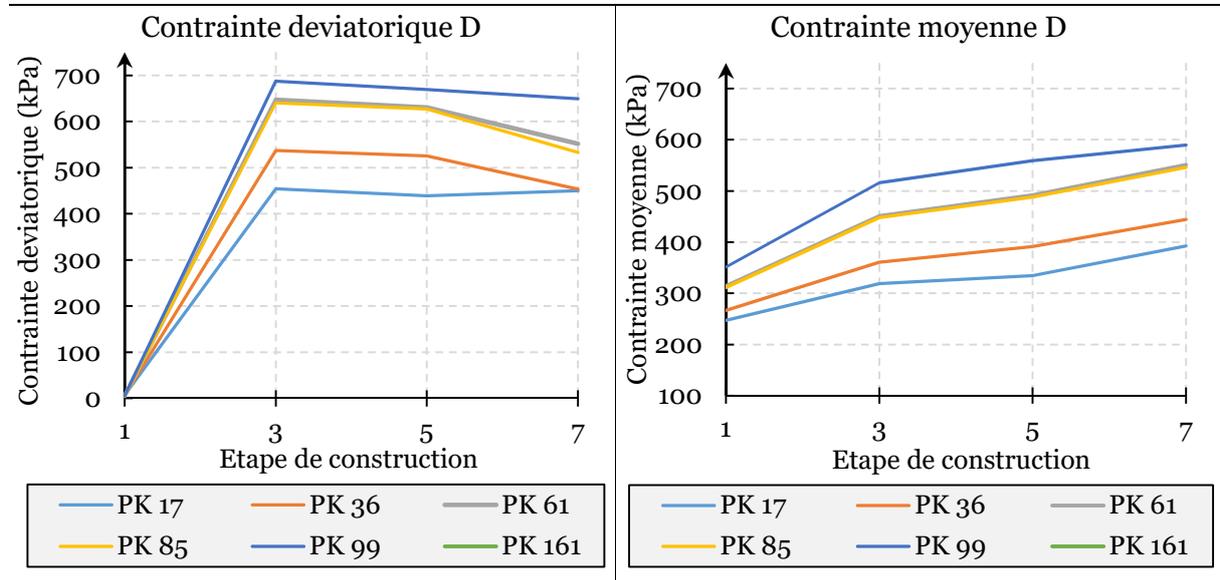


Fig.4.30. Evolution des contraintes déviatoriques et moyennes en piédroit (D)

Contrairement aux résultats précédents en ' p ' et ' q ', les contraintes moyennes dans le radier tendent à décroître progressivement avec l'avancement des travaux d'excavation, ce phénomène est expliqué par le déchargement horizontal progressif des contraintes (figure 4.31).

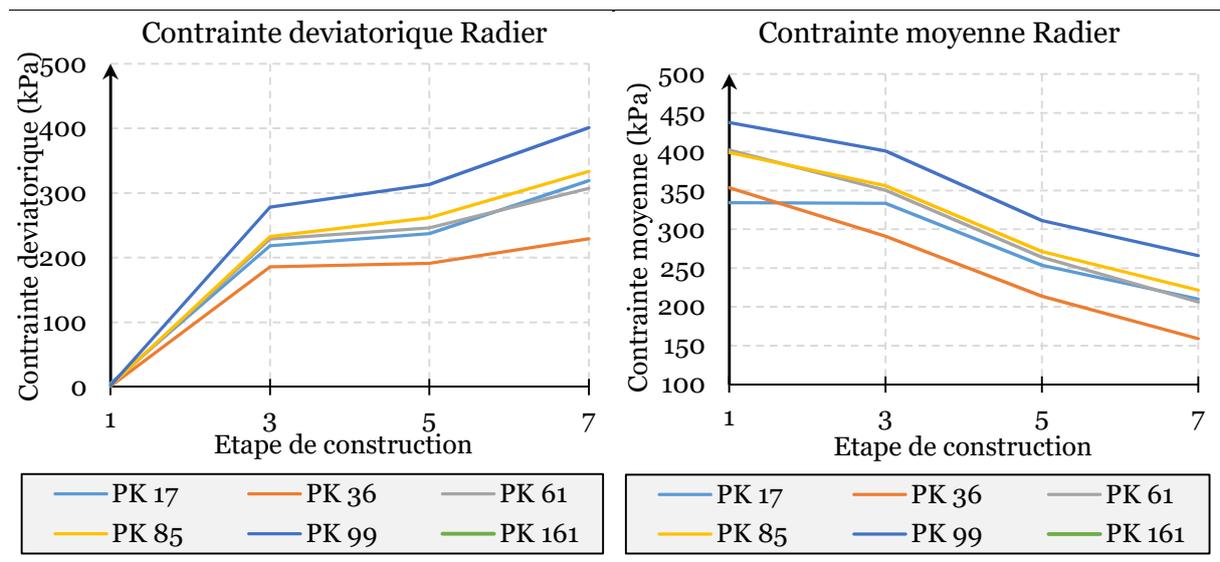


Fig.4.31. Evolution des contraintes déviatoriques et moyennes dans radier de tunnel

À part ces zones caractéristiques situées sur la périphérie de l'excavation, la zone au-dessus de voûte parapluie doit aussi être considérée en détail. Le comportement au-dessus et en dedans la voûte se différencie largement. La voûte parapluie comporte comme élément de soutènement et supporte à la fois les charges provient de poids de sol et résiste la mobilisation des contraintes.

Les contraintes moyennes et déviatoires sont faiblement impactées (ou non impactées) dans cette zone ($\Delta q = 27$ kPa et $\Delta p = 13$ kPa). La source principale derrière tels résultats est la faible variation en contraintes principales majeures ($\Delta \sigma_1 = 33$ kPa) et mineures ($\Delta \sigma_3 = 7$ kPa) ainsi que la faible différence entre σ_1 et σ_3 durant toutes les phases de tunnelisation. Un exemple de variation des contraintes est illustré sur la figure 4.32.

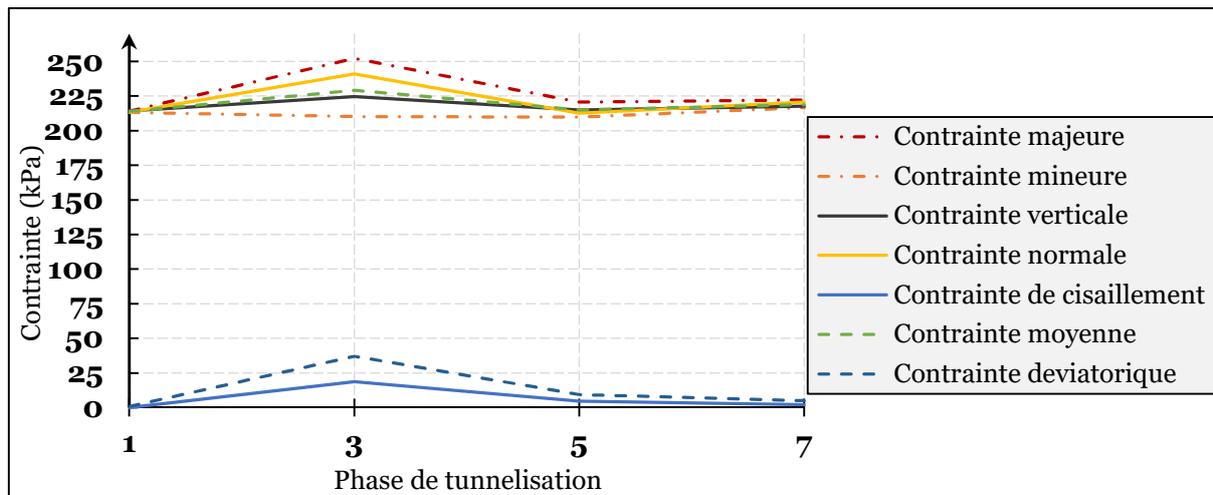


Fig.4.32. Variation des contraintes au-dessus de voûte parapluie

En comparant les résultats d'analyse en dessus (figure 4.27 et figure 4.28) et dedans (figure 4.32) la voûte parapluie, on peut sans doute signaler l'importance de présoutènement et son rôle stabilisateur indispensable dans les travaux de tunnelisation par NATM dans les terrains meubles.

4.4.6. Zones caractéristiques dans les travaux de tunnelisation

En résumant les résultats, on peut clairement dire qu'il y a une grande similarité entre les outputs d'analyse des sections transversales. En effet, si on considère le rapport K ($K = \sigma_3 / \sigma_1$) pour juger la variation, on peut distinguer des comportements typiques et par conséquent 5 zones distinctives.

- 1) la première zone située au-dessus de voûte est caractérisée par compression verticale et déchargement horizontal faible, suivi par déchargement vertical et stabilisation horizontale (figure 4.33).

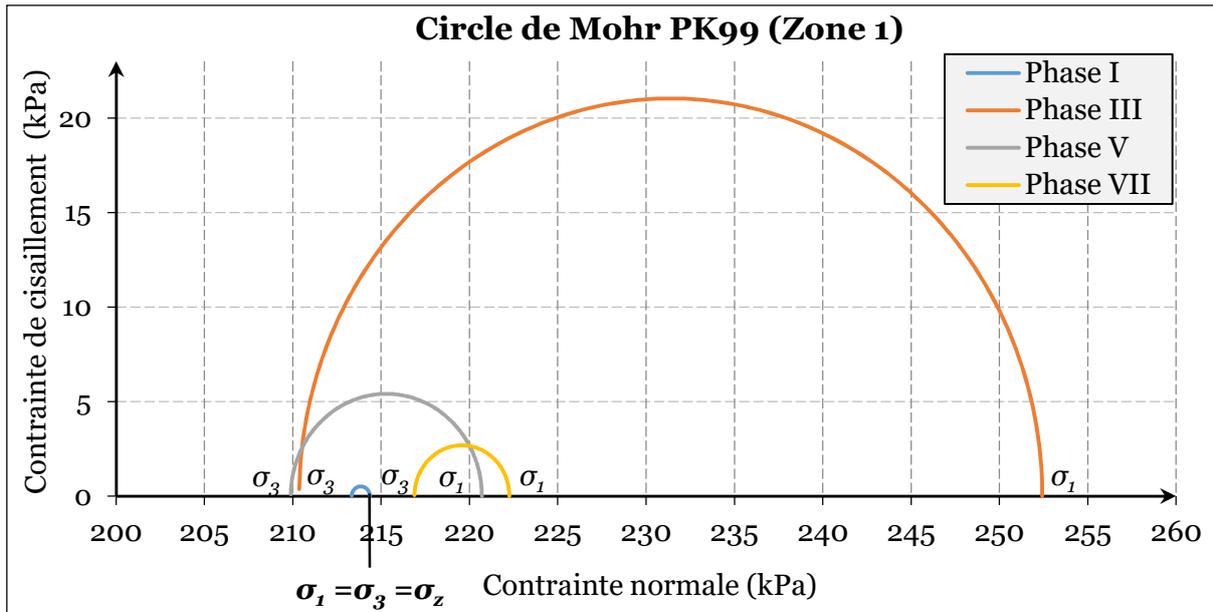


Fig.4.33. Représentation des contraintes au-dessus de voûte dans le plan de Mohr

- 2) *Zone 2* localisée sur la voûte parapluie : cette zone se diffère de Zone 01 dans la contrainte majeure ou la voûte parapluie réagit au chargement issu de la suppression du support naturel (creusement de Calotte I) et premier lieu et creusement de Calotte II par la suite. L'attaque de radier ne change pas considérablement l'état en Phase V (figure 4.34).

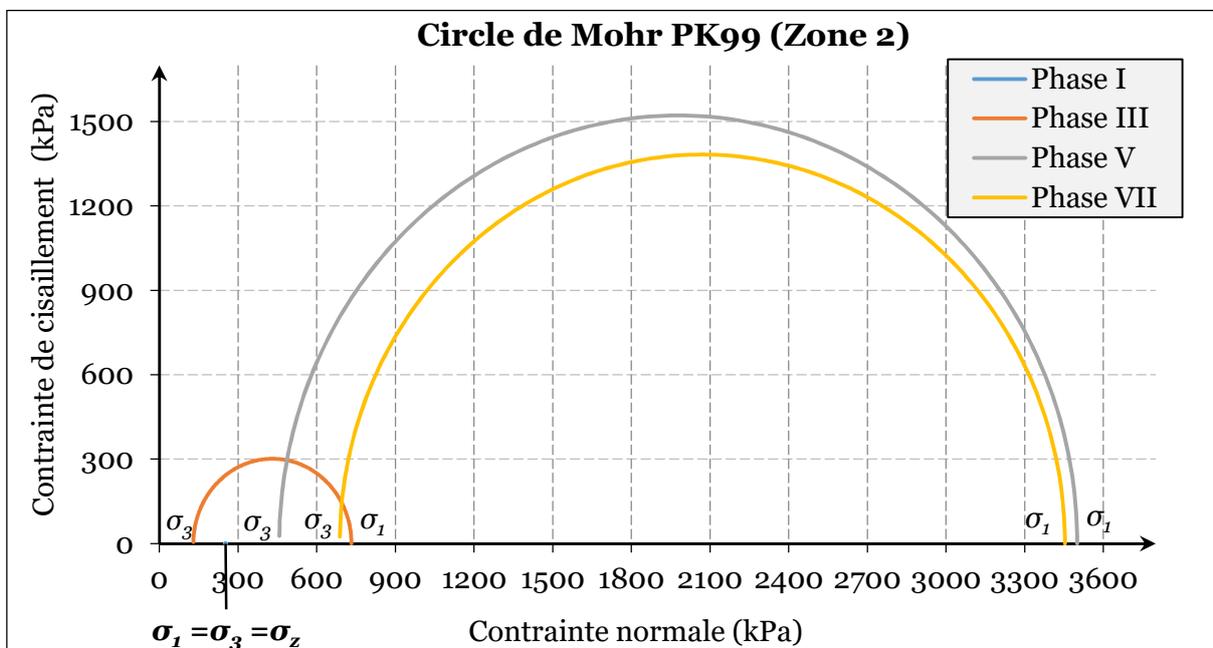


Fig.4.34. Représentation des contraintes dans la voûte dans le plan de Mohr

Les contraintes mineures tendent à diminuer plus rapidement par rapport contraintes majeures en Phase III et ne se développent pas considérablement (figure 4.35).

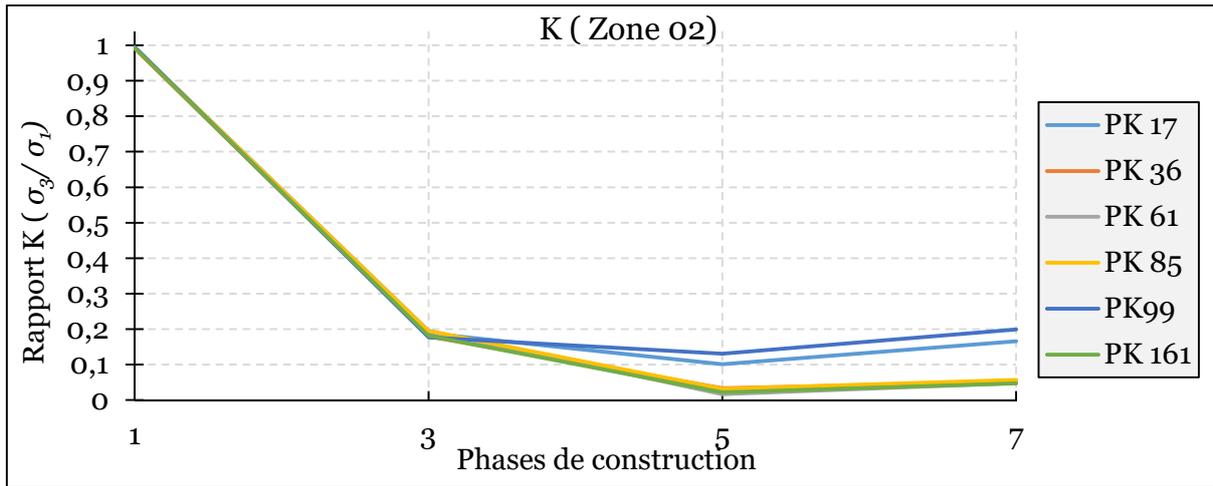


Fig.4.35. Rapport contrainte mineure/majeure dans la voute parapluie

3) pour piédroit de tunnel coté droite, cette zone (Zone 03) est faiblement impactée par les travaux de d'attaque de Calotte I (figure 4.36), et ne comporte pas de même façon que la côté gauche (Zone 05) due à l'ordre de cycle d'attaque de front.

Zone 03 est caractérisée par augmentation des contraintes majeures pour atteindre la valeur de contrainte normale (compression et consolidation) et réduction des contraintes mineures en fonction des travaux d'excavation (déchargement horizontale).

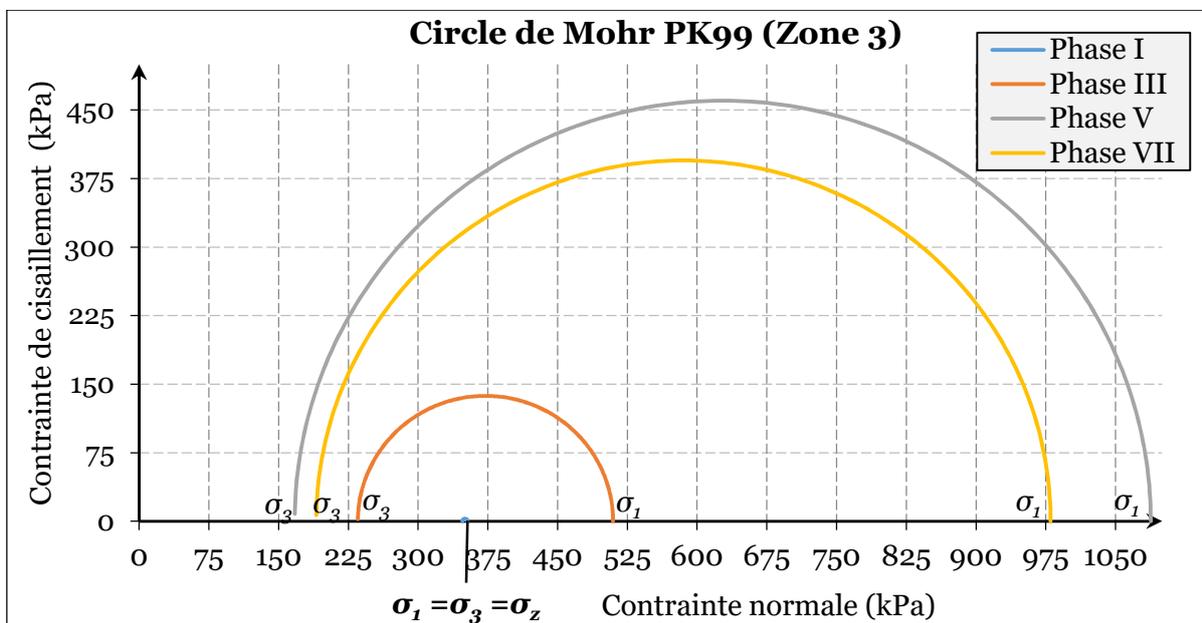


Fig.4.36. Evolution des contraintes principale en piédroit (Zone 03) dans plan Mohr

En raison de chargement vertical contre le déchargement horizontal dans les piédroits de tunnel, le rapport entre les contraintes tend à diminuer graduellement en Zone 03 et brusquement en Zone 05. Mais la valeur minimale de K est de l'ordre de 10% de valeur initiale (figure 4.37).

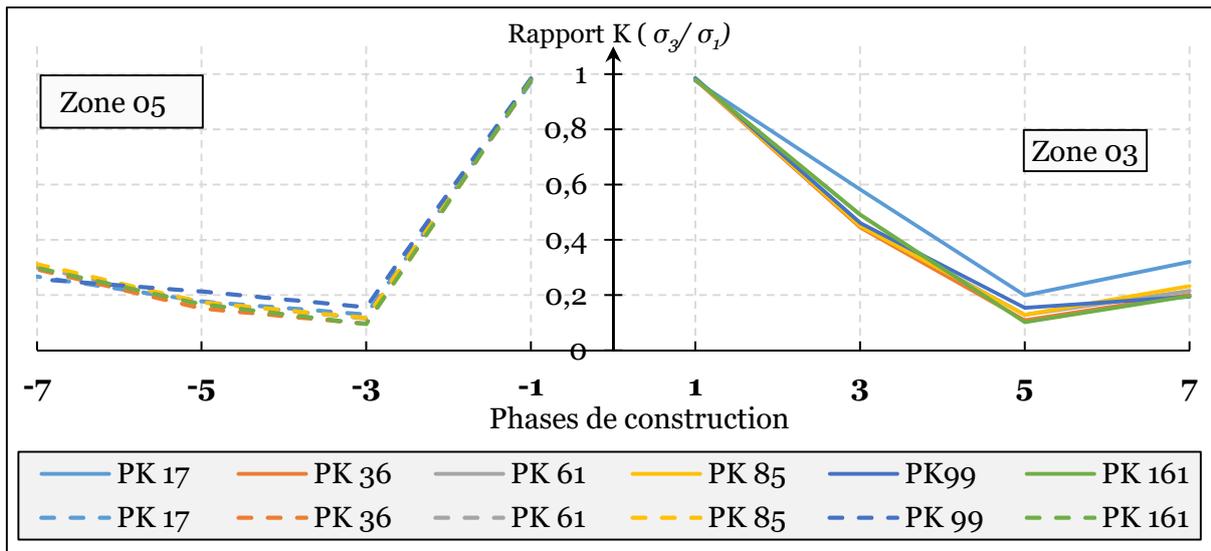


Fig.4.37. Rapport contrainte mineure/majeure dans les piédroits de tunnels

Compte tenu de localisation sensible de zone 05 par rapport au tunnel, la transformation remarquable sur le plan Mohr est à partir de Phase III contrairement au zone 03 suivi aussi par diminution graduelle en contrainte mineure (figure 4 .38).

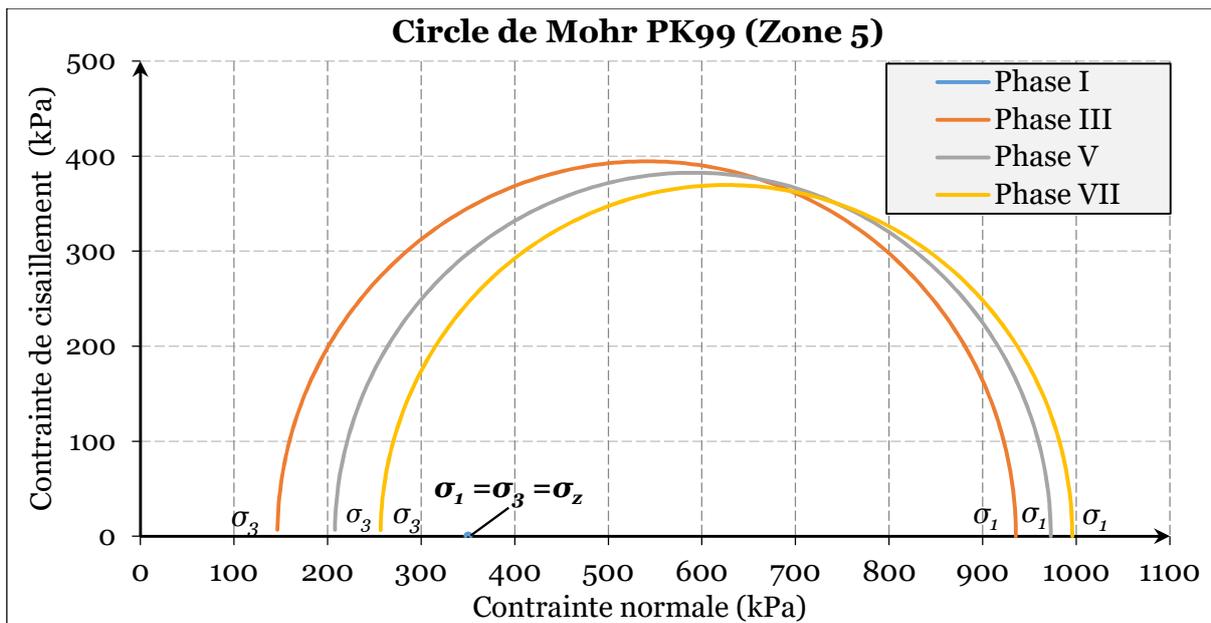


Fig.4.38. Evolution des contraintes principale en piédroit (Zone 05) dans plan Mohr

La diversité de comportement dans les piédroits de tunnel pourtant ils sont sur des positions symétriques, montre que le comportement est aussi sensible à l'ordre d'excavation ou plus précisément dépendant de l'historique des contraintes.

4) Alors dans les autres zones, l'agrandissement des cercles de Mohr est lié directement à l'évolution des contraintes majeures (Zone 01, Zone 02, Zone 03 et Zone 05) ; dans le radier (Zone 04), les contraintes majeures sont faiblement impactées contrairement aux contraintes mineures (figure 4.39).

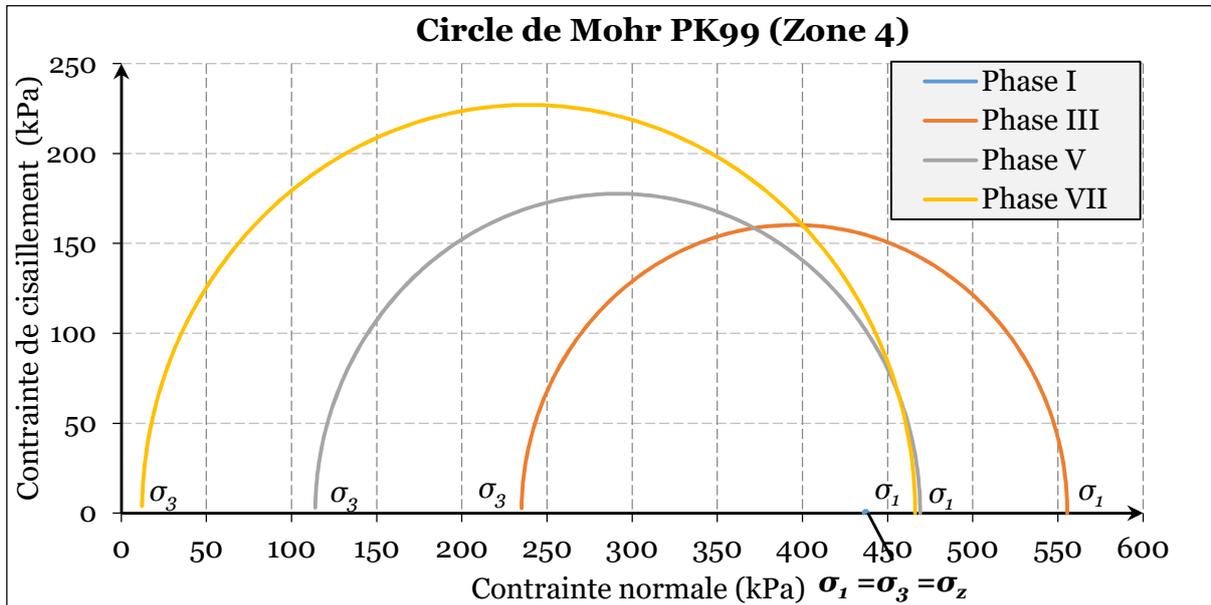


Fig.4.39. Evolution des contraintes principale en radier (Zone 04) dans plan Mohr

Les travaux de tunnelisation n'ont pas un effet considérable sur σ_1 après la phase III due à la suppression des charges supportées initialement par le radier de tunnel.

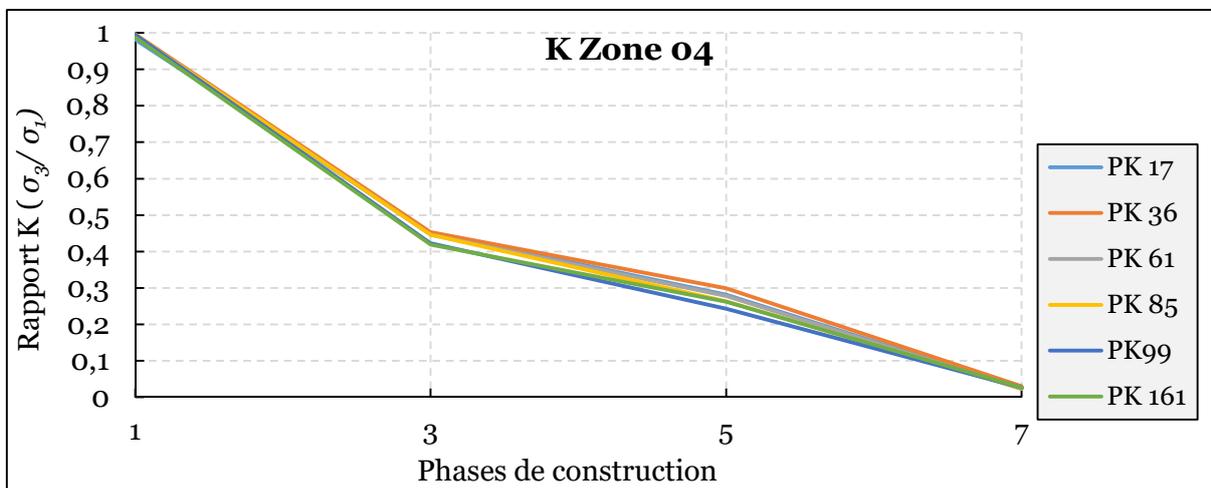


Fig.4.40. Rapport contrainte mineure/majeure dans le radier de tunnel

La raison derrière la diminution constante de rapport K montré dans la figure 4.40 est le déchargement horizontal ($\sigma_{3I} > \sigma_{3III} > \sigma_{3V} > \sigma_{3VII}$) au temps les contraintes majeures fixés.

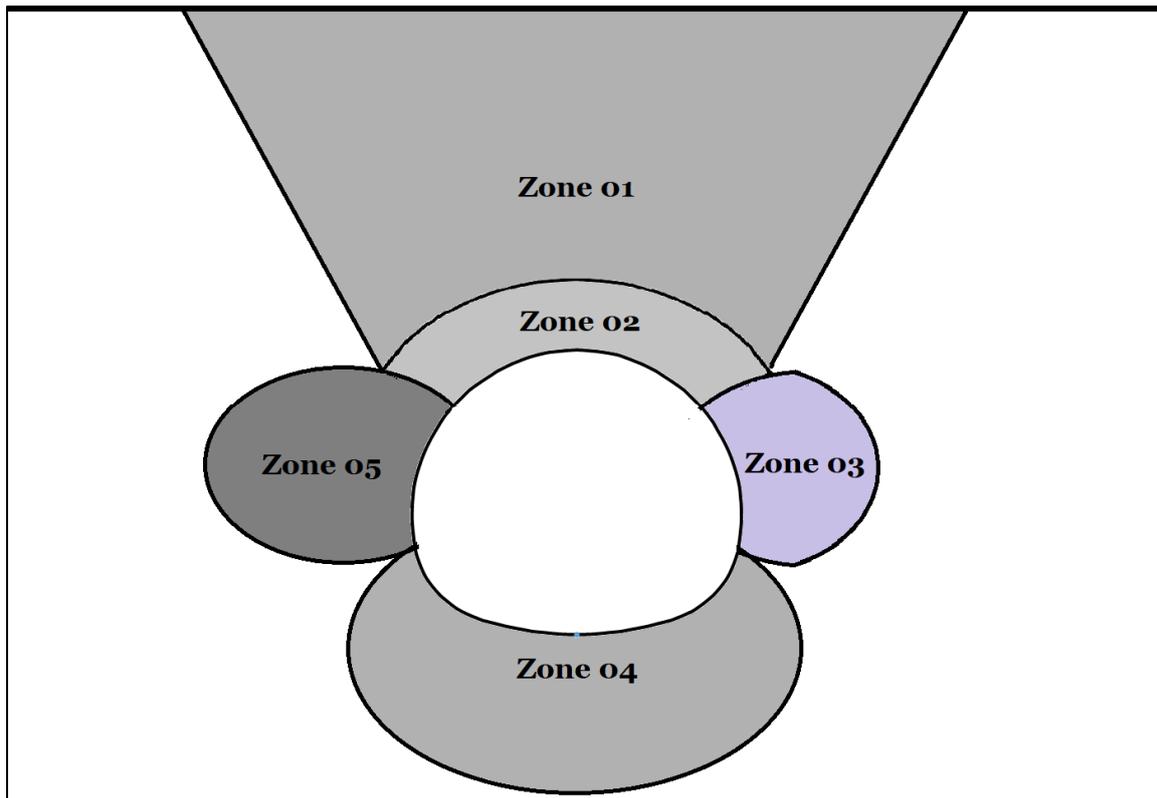


Fig.4.41. Zones caractéristiques des contraintes autour de tunnel

La figure 4.41 est une illustration schématique récapitulative (grossièrement) des zones caractéristiques apparues après les processus de tunnelisation autour d'un tunnel construit par méthode Autrichienne dans un terrain argileux à faible profondeur.

Les variations progressives et globales des contraintes principales dans ces zones sont résumées dans le tableau 4.06.

Tableau 4.06. Etats des contraintes principales dans les zones caractéristiques de tunnel

	Phase (1-3)	Phase (3-5)	Phase (5-7)	Phase (1-7)
Zone 01	$\Delta\sigma_1 > 0$	$\Delta\sigma_1 < 0$	$\Delta\sigma_1 > 0$	$\Delta\sigma_1 > 0$
	$\Delta\sigma_3 < 0$	$\Delta\sigma_3 < 0$	$\Delta\sigma_3 > 0$	$\Delta\sigma_3 > 0$
Zone 02	$\Delta\sigma_1 > 0$	$\Delta\sigma_1 > 0$	$\Delta\sigma_1 < 0$	$\Delta\sigma_1 > 0$
	$\Delta\sigma_3 < 0$	$\Delta\sigma_3 > 0$	$\Delta\sigma_3 > 0$	$\Delta\sigma_3 > 0$
Zone 03	$\Delta\sigma_1 > 0$	$\Delta\sigma_1 > 0$	$\Delta\sigma_1 > 0$	$\Delta\sigma_1 > 0$
	$\Delta\sigma_3 < 0$	$\Delta\sigma_3 < 0$	$\Delta\sigma_3 > 0$	$\Delta\sigma_3 < 0$
Zone 04	$\Delta\sigma_1 > 0$	$\Delta\sigma_1 < 0$	$\Delta\sigma_1 < 0$	$\Delta\sigma_1 < 0$
	$\Delta\sigma_3 \approx 0$	$\Delta\sigma_3 < 0$	$\Delta\sigma_3 \approx 0$	$\Delta\sigma_3 < 0$
Zone 05	$\Delta\sigma_1 > 0$	$\Delta\sigma_1 \approx 0$	$\Delta\sigma_1 \approx 0$	$\Delta\sigma_1 > 0$
	$\Delta\sigma_3 > 0$	$\Delta\sigma_3 > 0$	$\Delta\sigma_3 > 0$	$\Delta\sigma_3 > 0$

4.5. Conclusion

La complexité d'estimation des contraintes principales dans un terrain après tunnelisation est due principalement aux :

- conditions géotechniques ;
- position de mesure par rapport au périphérique et phases de tunnelisation ;
- distance de mesure ;
- ordre d'attaque du front de taille.

Indépendamment des caractéristiques géotechniques et valeurs numériques, si le rapport contrainte principale mineure/majeure est considéré pour décrire l'évolution des contraintes, on obtient 5 zones distinctives. Ces zones sont caractérisées par chargement/déchargement différents dans la magnitude et tendance.

Conclusion générale

Les travaux de tunnelisation modifient inévitablement l'équilibre préexistant dans le terrain, et pour le but d'arriver à un nouvel état stable, les contraintes se mobilisent et créent des nouveaux champs des charges.

Ce travail de thèse a porté essentiellement sur la description numérique de l'évolution des contraintes durant les travaux de construction d'un tunnel peu-profond dans un terrain argileux et meuble. En fait, une compréhension profonde de tels phénomènes dans le domaine des tunnels mène à un choix raisonnable du méthode et séquence de construction et un soutènement adéquat tout en gardant la stabilité et la sécurité des travaux.

Pour construire un modèle capable de reproduire les phénomènes ont lieu sur terrain d'une façon fiable, les essais géotechniques effectués et leurs résultats sont présentés. Ensuite et pour le but d'avoir des valeurs caractéristiques, un traitement statistique est employé.

L'étude géotechnique a montré que le terrain est d'une nature argileuse et meuble avec un faible couvrement. Malgré la variation des caractères physiques et géotechniques des couches stratigraphiques, le comportement normalement consolidé est fréquemment rencontré.

Vu l'impact capitale du modèle de comportement sur les résultats d'analyse, une attention particulière a été portée sur l'aspect mécanique des sols où les notions élémentaires de mécanique des milieux continus sont appelés ainsi que les essais géomecaniques servant à choisir un modèle convenable sont illustrés.

Les méthodes d'estimation de tassement surfacique sont aussi détaillées et leurs résultats vérifiées dans le chapitre 03. Grace aux nombre limité des paramètres et simplicité, les méthodes empiriques sont les plus répandus en pratique, mais l'utilisation aveugle de cette approche peut être trompeuse. Les résultats de troisième chapitre ont met en évidence la sensibilité des estimations selon l'expression utilisée et recommandent la méthode de Perte de

Volume pour prévoir le tassement maximal. En plus, l'utilisation des grandes valeurs de VL améliorent considérablement les résultats, spécialement si on incorpore les expressions proposées par *O'Reilly* et *New et Dinadrlo* pour la distance d'inflexion. L'approche empirique comme l'analytique est limitée et ne peut fournir que les valeurs de tassement final sans considérer ni la forme de tunnel et ni méthode d'excavation.

La complexité de description du comportement global d'un massif et les mouvements induits par les travaux de tunnelisation est due principalement au nombre important de déterminants. Ces paramètres sont généralement intrinsèques à chaque projet de construction.

Le présent travail et dans sa partie spéciale a montré tout d'abord la sensibilité des résultats de modélisation numérique aux paramètres d'état initial, notamment le coefficient de pression de terre en repos et le module de Young. Et on a pu tirer une corrélation entre ces paramètres de base et les résultats d'estimation des tassements surfaciques.

Finalement, et dans la deuxième partie de dernier chapitre les déformations totales et le tassement surfaciques de chaque section transversale sont simulés.

En accordance avec les études antérieures, il a été prouvé que la nouvelle distribution des champs des contraintes principales dans un terrain après tunnelisation largement dépendante de :

- conditions géotechniques et caractéristiques mécaniques des couches de terrain ;
- position de mesure par rapport au périphérique et phases de tunnelisation ;
- distance de mesure par rapport au contour de tunnel ;
- ordre d'attaque du front de taille.

En conséquence, les outputs de simulation numérique ont pu distinguer cinq zones différentes autour de tunnel et valoriser le rôle sécuritaire de voute parapluie.

Références bibliographiques

Chapitre 01

Normes :

- [NF P 11-300], Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières, Association Française de Normalisation.
- [NF P 96-116], « Essai de pénétration au carottier. », Association Française de Normalisation, Octobre 1991
- [ASTM D1586 / D1586M - 18], Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2018.
- [NF P94-110-1], « Essai pressiométrique Ménard - Partie 1 : essai sans cycle », Association Française de Normalisation, Janvier 2000.
- [ASTM D4719-07], Standard Test Methods for Prebored Pressuremeter Testing in Soils (Withdrawn 2016), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007.
- [NF P94-090-1], « Essai œdométrique - Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers. », Association Française de Normalisation, Décembre 1997.
- [NF P 94-048], « Détermination de la teneur en carbonate - Méthode du calcimètre », Association Française de Normalisation, Octobre 1996.
- [NF P94-055], « Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un sol - Méthode chimique », Association Française de Normalisation, Décembre 1993.
- [ASTM D2435 / D2435M-11(2020)], Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020.
- [NF P 94-071-1], "Essai de cisaillement rectiligne", Association Française de Normalisation, Août 1998.
- [NF P 94-071-2], « Essai de cisaillement rectiligne », Association Française de Normalisation, Août 1998.
- [ASTM D3080 / D3080M - 11], Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011,
- [ASTM D6528 – 17], Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017.
- Azzouz AS, Krizek RJ, Corotis RB (1976) Regression analysis of soil compressibility. *Soils Found* 16(2):19–29
- Balasubramaniam AS, Brenner RP (1981) "Chapter 7: Consolidation and settlement of soft clay". In: Brand EW, Brenner RP (eds) *Soft clay engineering*. Elsevier, Amsterdam, pp 481–566
- Bond, A., Harris, A. (2006). *Decoding Eurocode 7*. London: CRC Press.

Références bibliographiques

- Jay A, Braja M.Das, (2016) Nagaratnam S , “ Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering” ,1st ed, Springer India.
- Burland ,J.B (1987), “The teaching of soil mechanics – a personal view” ,
Proceeding 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation
Engineering , Dublin , 1 , pp. 1427-1447.
- Budhu M. (2011) “Soil Mechanics and Foundations”, 3rd Edition, Wiley. ISBN:
978-0-470-55684-9
- Burmister D.M (1949), “Highway Research Board Proceedings.
- Cozzolino VM (1961) Statistical forecasting of compression index. In:
Proceedings of the 5th ICSMFE, Paris, pp 51–53
- Degoutte G. & Royet P. (2009). Aide-mémoire de mécanique des sols.
ENGREF, pp. 22
- Fang, H.Y (1991), “Foundation engineering handbook” , 1st ed. Boston, MA:
Springer US.
- Guillaume M.J (1999), « Le choix des paramètres et essais géotechniques
utiles à la conception, au dimensionnement et à l'exécution des ouvrages
creusés en souterrain » [GT7R4F1], Tunnel et Ouvrages Souterrains,
Recommandations de l’AFTES.
- Goldberg GD, Lovell CW, Miles RD (1979) Use of geotechnical data bank,
Transportation Research Record, No. 702, TRB, pp 140–146
- Hough BK (1957) Basic soils engineering. The Ronald Press Co., New York
- Koppula SD (1981) Statistical evaluation of compression index. Geotech Test J
ASTM 4(2):68–73
- Kulhawy FH, Mayne PW (1990) Manual on estimating soil properties for
foundation design, Report EL-6800, Electric Power Research Institute,
Palo Alto, California, USA.
- Laurence D.W (2009), “Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and
Residual Soils”, John Wiley & Sons.
- Lo Y., Lovell CW (1982) Prediction of soil properties from simple indices,
Transportation Research record, No. 873, Overconsolidated clays:
Shales, TRB, pp 43–49
- Magnan, J-P. (1991), “Résistance Au Cisaillement.” Techniques de l’ingénieur,
Géotechnique base documentaire : TIB238DUO. (ref. article : c216).
- Magnan J.P, (1995) «Eurocode 7 : calcul géotechnique [C240] », Technique de
l’ingénieur.
- Nishida Y (1956) “A brief note on compression index of soil”. Journal of Soil
Mechanics Found Div, ASCE, 82 (SM3):1027-1 to 1027-14
- Skempton AW (1944) Notes on the compressibility of clays. Q J Geol Soc Lond
100:119–135
- Terzaghi K, Peck R (1948) Soil mechanics in engineering practice. Wiley, New
York
- Terzaghi K, Peck R (1967) Soil mechanics in engineering practice, 2nd ed.
Wiley, New York
- Tezaghi K, Peck RB, Mesri G (1996) Soil mechanics in engineering practice,
3rd ed. Wiley, New YorkP
- USACE (1990) Engineering and design – settlement analysis, EM1110-1-1904,
Department of the Army, US Army Corps of Engineers

- Verruijt, A., (2018), "An introduction to soil mechanics", 1st ed, Theory and Applications of Transport in Porous Media, Springer International Publishing.
- Zhan, L.T. & Ng, C.W. (2006) Shear strength characteristics of an unsaturated expansive clay. Canadian Geotechnical Journal, 43, 751–763.
- Hypothèse Géotechnique Section D1 - D8 Métro Alger : Ligne1 - Lot 1 :
Extension C : Hai El Badr - Ain Naadja

Chapitre 02

- Abed A. (2008), "Numerical modelling of expansive soil behaviour". These doctorat. Universität Stuttgart, Germany.
- Addenbrooke, T. I., Potts, D. M., et Puzrin, A. M. (1997). "The influence of prefailure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction." *Géotechnique*, 47(3), pp 693-712.
- Arnold D.N., F. Brezzi, Fortrin M., (1984), "A stable finite elements for stokes equations". *Calcolo.*, 21, 337-344.
- Asaoka A., Nakano M., Noda T., (1994), "Soil-Water coupled behaviour of saturated clay near/at critical state" *Soils and foundations*, 34, pp.91-105.
- Benz, T.,(2006) . "Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences." these de doctorat, Université de Stuttgart.
- Biot, M.A. (1955) "Theory of Elasticity and Consolidation for a Porous Anisotropic Solid." *Journal of Applied Physics*, 26, 182-185.
<http://dx.doi.org/10.1063/1.1721956>
- Bishop, A. W. (1959), "The principle of effective stress". *Technisk Ukeflad*, No. 39,.
- Bolton, M. D., Dasari, G. R., et Britto, A. M. (1994). "Putting small-strain nonlinearity into Modified Cam Clay model." In: *Proc. of the 8th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Morgantown, West Virginia, 537-542
- Bowles JE (1988), "Foundation analysis and design", 4th edn. McGraw-Hill, New York
- Briaud, J.L. (2001), "Introduction to Soil Moduli". *Geotechnical News*,, BiTech Publishers Ltd, Richmond, B.C., Canada.
- Burt G. L. (2007), "Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables", 1 edition, Taylor & Francis. Londre .ISBN: 9780429224379
- Chen W.F., Baladi G.Y. (1985), "Soil Plasticity: Theory and Implementation" *Developments in Geotechnical Engineering*, 38, Elsevier, New York.
- Coquillay S.(2005), "Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques" ,Thèse de doctorat , Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Coussy O., (1991) "Mécanique des Milieux Poreux " Edition Technip. ISBN : 9782710805953

Références bibliographiques

- Delage P. (1987), 'Aspects du comportement des sols non-saturés', Rev. Fr. Geotech., 40 33-43 .DOI: <https://doi.org/10.1051/geotech/1987040033>
- Duncan J.M. et Chang C.-Y. , (1970) "Nonlinear analysis of stress and strain in soil." Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 96:1629–1653.
- Fredlung D.G., (2000), "The 1999 R.M. Hardy Lecture: The Implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering", *Canadian Geotechnical Journal.*, 37, pp. 963-986.
- Gopal R et. Rao A. S. R., (2000), "Basic and Applied Soil Mechanics. New Age International", Chapter 10.11, pp. 328 - 330. ISBN: 8122412238, 9788122412239.
- Hejazi Y. (2010) , 'Influence de la prise en compte des modules en petites déformations des sols sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques'. Thèse de doctorat. Institut national des sciences appliquées de Lyon
- Hosford, W. (2009). "Stress and Strain. In Mechanical Behaviour of Materials" (pp. 1-19). Cambridge: Cambridge University Press. [doi:10.1017/CBO9780511810923.002](https://doi.org/10.1017/CBO9780511810923.002)
- Janbu, N., (1963) "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests." European conference on soil mechanics and foundation engineering. Wiesbaden, Germany, Vol. 1, pp. 19-25.
- Jay A, Braja M.D et Nagaratnam S, (2016), "Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering" ,1st ed, Springer India. ISBN: 978-81-322-2629-1
- Kastriot Ç., (2017), « Imagerie du module de cisaillement in situ du sol par méthodes d'ondes de surface et essais géotechniques - Caractérisation des petites aux grandes déformations », thèse de doctorat, Université Paris-Est (Géotechnique), Paris, France.
- Kempfert ,H-G et Gebreselassie B. (2006) , "Excavations and Foundations in Soft Soils", 1 iere edition, ISBN 978-3-540-32895-7 Springer-Verlag Berlin Heidelberg . <https://doi.org/10.1007/3-540-32895-5>
- Khogo Y., Nakano M., Miyazaki T., (1993), "Theoretical Aspects of Constitutive Modelling for Unsaturated Soils", *Soils and Foundations*, 33, 4, pp. 49-63.
- Kondner R.L. et Zelasko J.S.. (1963), "A hyperbolic stress-strain formulation for sands". In 2nd Pan. Am. Conf. Soil Mech. Found. Eng., volume 1, pages 289–394, Brazil,.
- Lambe, T. W. et. Whitman, V. R.: Soil Mechanics. New York: John Wiley and Sons, 1969, 576 p. ISBN: 978-0-471-51192-2.
- Leipholtz U., (1974). "Theory of elasticity", Springer Netherlands, ISSN :0924-2112.
- Masin, D., et Herle, I. (2005). "Numerical analyses of a tunnel in London clay using different constitutive models." In: Proc. of the 5th Int. Symp. on

Références bibliographiques

- Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Amsterdam, The Netherlands, pp595-600.
- Oettl, G., Strak, R. F. et Hofstetter, G. (1998). "A comparison of elasticplasticsoil models for 2D FE analyses of tunnelling." *Computers and Geotechnics*, 23, 19-38.
- Pande, G N, S Pietruszczak, Min Wang,. (2020). "Role of Gradation Curve in Description of Mechanical Behavior of Unsaturated Soils." *International Journal of Geomechanics* 20 (2): 1–12.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001551](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001551).
- Pierre D, Yu-Jun C, (2015), Comportement mécanique des sols non saturés 12 mai, techniques-ingénieur
- Poulos, H. G. et. Davis, E. H. (1980), 'Pile Foundations Analysis and Design'. New York: John Wiley and Sons, , Chapter 5.5, pp. 101 - 104.
- Prevost J.H., (1980). "Mechanics of continuous porous media" *Int. J. Engng Sci.*, 18, pp. 787-800
- Puzrin A.M. (2012) , "Constitutive Modelling in Geomechanics : Introduction", 1^{ed} ,Springer ,Londre , ISBN 978-3-642-27394-0. [DOI 10.1007/978-3-642-27395-7](https://doi.org/10.1007/978-3-642-27395-7)
- Rahman M.S., et Can Ulker M.B. (2018), "Modeling and Computing for Geotechnical Engineering: An Introduction", 1 edition, Taylor & Francis. ISBN: 9780429426186 <https://doi.org/10.1201/9780429426186>
- Renon N., (2002), « Simulation numérique par éléments finis des grandes déformations des sols : application à la scarification. » Mécanique [physics.med-ph]. École Nationale Supérieure des Mines de Paris, Français. tel-00443747
- Schanz, T, Pieter A. Vermeer, and Pg Bonnier. 1999. "The Hardening Soil Model: Formulation and Verification." 10 Years PLAXIS Int. Proc. Int. Symp. beyond 2000 Comput. Geotech. Amsterdam Netherlands 1820 March 1999, 281.
- Terzaghi K, Peck R (1967) Soil mechanics in engineering practice, 2nd ed. Wiley, New York
- U.S.Army (1994) Settlement analysis, Technical Engineering and Design Guides, ASCE
- Von soos, P. (1990), "Properties of Soil and Rok (in German)". In:Grundbautaschenbuch Part 4, Edition 4, Ernst & Sohn, Berlin.
- Vermeer, P. A., R. Brinkgreve ,(1995) "PLAXIS Finite element code for soil and rock analy- sis", Balkema, Rotterdam.
- Wongsaroj, J. (2005),"Three-dimensional finite element analysis of short and long ground response to open-face tunnelling in stiff clay", PhD thesis, University of Cambridge.
- Zhang H.W., Sanavia L., Schrefler B.A., (2000), "Gradient-dependent plasticity model and dynamic strain localisation of saturated and partially saturated porous media: one dimensional model", *Eur. J. Mech. A/Solids*, 19, pp. 503-524.

Zhang H.W., Sanavia L., Schrefler B.A., (2001) “Numerical analysis of dynamic strain localisation in initially water saturated dense sand with a modified generalised plasticity model”, *Computers and structures*, 79, pp. 441-459.

Chapitre 03

AFTES, 2000 Choix des techniques d'excavation mécanisée.
GT4R3F1 www.aftes.asso.fr. ASSOCIATION FRANÇAISE DES TUNNELS. ET DE L'ESPACE SOUTERRAIN.

Allenby, Douglas, and John W T Ropkins. 2006. “Creating Underground Space at Shallow Depth beneath Our Cities Using Jacked Box Tunnelling,” no. 62: 1–13.

Atkinson, J H, et Potts. D M 1977. “Stability of a Shallow Circular Tunnel in Cohesionless Soil.” *Géotechnique* 27 (2) : 203–15.

Benamar I. « Etude des effets différés dans les tunnels profonds. » Géologie appliquée. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996. Français. tel-00523617

Boustila , A. 2020. “Maximum surface settlement induced by shallow tunnelling in layered ground”. *Geotechnical and Mining Mechanical Engineering, Machine Building* 05 , 55-60. [DOI: 10.33271/nvngu/20205/055](https://doi.org/10.33271/nvngu/20205/055)

Celestino, T. B., Gomes, R., and Bortolucci, A. A. 2000. “Errors in ground distortions due to settlement trough adjustment”. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15(1):97–100.

Chengping Z et Kaihang H, 2015; “Collapsed Shape of Shallow Unlined Tunnels Based on Functional Catastrophe Theory”, *Mathematical Problems in Engineering*, <https://doi.org/10.1155/2015/681257>

Dindarloo, Saeid R., and Elnaz Siami-Irdemoosa. 2015. “Maximum Surface Settlement Based Classification of Shallow Tunnels in Soft Ground.” *Tunnelling and Underground Space Technology* 49: 320–27. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2015.04.021>.

Ercelebi, S.G., Copur, H. & Ocak, I. (2011) “Surface settlement predictions for Istanbul Metro tunnels excavated by EPB-TBM”. *Environ Earth Science* 62, 357–365. <https://doi.org/10.1007/s12665-010-0530-6>

Farmer, I.W., 1977, Case histories of settlement above tunnels in clay, Proc. of conf. « large ground movements and structures », Cardiff, pp. 357-371 .

Harris, D I, et J N Franzius. 2006. “Settlement Assessment of Running Tunnels – a Generic Approach.” , 225–30.

Janin J.P. 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. INSA de Lyon.

Jacobsz, S. W. W., Standing, J. R. R., Mair, R. J. J., Hagiwara, T., and Sugiyama, T. 2004. Centrifuge modelling of tunnelling near driven piles. *Soils and Foundations*, 44(1):49–56.

Références bibliographiques

- Kolymbas, D. 2005. *Tunnelling and tunnel mechanics: A rational approach to tunnelling*. Springer Science & Business Media, ISBN : 978-3-540-25196-5.
- Kim, Sang-Hwan. 1996. "Model Testing and Analysis of Interactions between Tunnels in Clay." Université d'Oxford.
- Loganathan, N, et Poulos H. G. 1998. "Analytical Prediction for Tunneling-Induced Ground Movements in Clays." *Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124 (9): 846–56.
- Loganathan, N., Poulos, H. G., and Stewart, D. P. 2000. Centrifuge model testing of tunnelling- induced ground and pile deformations. *Géotechnique*, 50(3):283–294.
- Marshall, A., Farrell, R., Klar, A., and Mair, R. 2012. Tunnels in sands: the effect of size, depth and volume loss on greenfield displacements. *Géotechnique*, 62(5):385–399
- Martoa, A., Mohamad H.A., Ahmad M. M., Houman S. et Choy S.T. 2015. "Surface settlement induced by tunneling in greenfield condition through physical modelling." *Jurnal Teknologi (Sciences & Engineering)* 2 (76): 1–7.
- Mollon G. 2010. " Etude déterministe et probabiliste du comportement des tunnels", Thèse de doctorat. L'institut national des sciences appliquées de Lyon, France.
- Müller, L. 1990 , 'Removing misconceptions an the New Austrian Tunnelling Method', *Tunnels & Tunnelling (Special Issue)*, pp. 15–18.
- Ngan, Minh, Wout Broere, and Johan Bosch. 2015. "The Impact of Shallow Cover on Stability When Tunnelling in Soft Soils." *Tunnelling and Underground Space Technology* 50: 507–15. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2015.09.005>.
- Novozhenin, S U, and M G Vystrchil. 2016. "New Method of Surface Settlement Prediction for Saint-Petersburg Metro Escalator Tunnels Excavated by EPB TBM." *Procedia Engineering* 150: 2266–71. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.07.283>.
- Schütz R. 2010, « Numerical Modelling of Shotcrete for Tunnelling ». Thèse de doctorat. Imperial College London, London, Grande-Bretagne.
- Svoboda, Tomas, et David Masin. 2009. "Comparison of Displacement Field Predicted by 2D and 3D Finite Element Modelling of Shallow NATM Tunnels in Clays" 34: 115–26. <https://doi.org/10.1002/gete.201000009>.
- Lunardi P. (2008) *Design and construction of tunnels – Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS)*. Berlin: Springer.
- Macklin, SR. 1986. "The Prediction of Volume Loss Due to Tunnelling in Overconsolidated Clay Based on Heading Geometry and Stability Number" 1: 3–6.
- Möller, S., 2006, "Tunnel Induced Settlements and Structural Forces in Linings", these de doctorat, Stuttgart University, Allemagne.
- CETU (Centre D'études Des Tunnels), Juillet 1998, "Dossier pilote des tunnels génie civil, section 4 : procédés de creusement et de soutènement ", Ministère De l'Equipement, des Transports Et du Logement Direction des Routes, France.
- Loganathan, N. 2011. *An Innovative Method For Assessing Tunnelling-Induced Risks To Adjacent Structures*. PB2009 William Barclay Parsons Fellowship Monograph 25.

Références bibliographiques

- Marto A., Hajihassani, M., Makhtar, A.M. and Kasim F. 2014. A Review on the Laboratory Model Tests of Tunnels in Soft Soils. *Malaysian Journal of Civil Engineering*. 26(1): 89-98.
- Meguid, M. A., Saada, O., Nunes, M. A. and Mattar, J. 2008. Physical Modelling of tunnels in Soft Ground: A review. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 23: 185-198.
- Negro, A, and P I B Queiroz. 2000. "Prediction and Performance: A Review of Numerical Analyses for Tunnels." *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, 409–18. http://www.issmge.org/images/joomd/tc204/1999_064.pdf.
- Netzel, H. 2004. "Empirical, Analytical Methods for Surface Settlement Prediction Due to TBM-Tunnelling in Dutch Soft Soil." International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. 1.
- Park, Kyung-Ho. 2005. "Analytical Solution for Tunnelling-Induced Ground Movement in Clays." *Tunnelling and Underground Space Technology* 20: 249–61. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2004.08.009>.
- Pinto, F., Whittle A. J., 2014 "Ground Movements due to Shallow Tunnels in Soft Ground . I : Analytical Solutions," pp. 1–17.
- Peck, R B. 1969. "Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground," 147–50.
- Rabcewicz L. 1964, "The new Austrian tunnelling method". Part two. *Water Power*, December, pp. 511–515.
- Rabcewicz L. 1965, "The new Austrian tunnelling method". Part three. *Water Power*, January, pp. 19–24.
- Sagaseta, C. 1988. "Analysis of Undrained Soil Deformation Due To Ground Loss." *Géotechnique* 38 (3): 301–20. <https://doi.org/10.1680/geot.1988.38.4.647>.
- Schlosser, F., Le projet national CLOUTERRE, *Annales de l'ITBTP*, 1989, n° 473, 150 p.
- Tang, Xiao-wu, Peng-lu Gan, Wei Liu, and Yu Zhao. 2017. "Surface Settlements Induced by Tunneling in Permeable Strata : A Case History of Shenzhen Metro *" 18 (10): 757–75. <https://doi.org/10.1631/jzus.A1600522>
- Tonon, Fulvio. 2010. "Sequential Excavation , NATM and ADECO : What They Have in Common and How They Differ." *Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research* 25 (3): 245–65. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2009.12.004>.
- Verruijt, A. and Booker J. R. 1996. "Surface Settlements Due to Deformation of a Tunnel in an Elastic Half Plane." *Géotechnique* 46 (4): 4–7. <https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.4.753>
- Vorster, T. E., Klar, A., Soga, K., and Mair, R. J. (2005). Estimating the effects of tunneling on existing pipelines. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pages 1399–1410.
- Vu, M. N. Broere, W. et Bosch, J. , 2016, "Volume loss in shallow tunnelling," *Tunnelling and Underground Space Technology* ., vol. 59, pp. 77–90.
- Wang, H N, Chen X P, M J Jiang, F Song, and L Wu. 2018. "The Analytical Predictions on Displacement and Stress around Shallow Tunnels Subjected to Surcharge Loadings" 71 (March 2017): 403–27. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2017.09.015>.
- Wang, Zhe, Wangjing Yao, Yuanqiang Cai, Bin Xu, Yi Fu, and Gang Wei. 2019. "Analysis of Ground Surface Settlement Induced by the Construction of a Large- Diameter Shallow-Buried Twin-Tunnel in Soft Ground." *Tunnelling*

- and *Underground Space Technology* 83: 520–32.
<https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.09.021>.
- Zeng, Guangshang, and Huaning Wang. 2019. “Analytical Study of Ground Responses Induced by the Excavation of Quasirectangular Tunnels at Shallow Depths.” *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, no. June: 1–24.
<https://doi.org/10.1002/nag.2980>.
- Zhang, Zhiguo, Maosong Huang, and Mengxi Zhang. 2011. “Theoretical Prediction of Ground Movements Induced by Tunnelling in Multi-Layered Soils.” *Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research* 26 (2): 345–55.
<https://doi.org/10.1016/j.tust.2010.11.005>.

Chapitre 04

- Addenbrooke, T I, D M Potts, and A M Puzrin. 1997. “The Influence of Pre-Failure Soil Stiffness on the Numerical Analysis of Tunnel Construction.” *Géotechnique* 47 (3): 693–712.
<https://doi.org/10.1680/geot.1997.47.3.693>.
- Attewell, P.B., Yeates, J. & Selby, A.R., 1986. Soil movement induced by tunnelling and their effects of pipelines and structures.,
- Bliehm, C., 2001, “Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling, chapter 3D Finite Element” *Berechnungen im Tunnelbau - 3D finite element calculation in tunnelling*. Number 4. Logos, Berlin.
- Celestino, T. B., Gomes, R. A. M. P., and Bortolucci, A. A. (2000). “Errors in ground distortions due to settlement trough adjustment.” *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15(1):97– 100.
[https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(99\)00054-1](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(99)00054-1)
- Doležalová, M., 2002. Approaches to numerical modelling of ground movements due to shallow tunnelling. *In 2nd International Conference on Soil Structure in Urban Civil Engineering*, ETH Zürich. pp. 365–376.
- Franzius, J N, D M Potts, and J B Burland. 2005. “The Influence of Soil Anisotropy and Ko on Ground Surface Movements Resulting from Tunnel Excavation.” *Géotechnique* 55 (3): 189–99.
<https://doi.org/10.1680/geot.2005.55.3.189>.
- González, C, and C Sagaseta. 2001. “Patterns of Soil Deformations around Tunnels. Application to the Extension of Madrid Metro.” *Computers and Geotechnics* 28 (6): 445–68.
[https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(01\)00007-6](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0266-352X(01)00007-6).
- Gunn M. J. , 1993 . “The prediction of surface settlement profiles due to tunnelling.” In G. T. Houlsby and A. N. Schofield, editors, *Predictive soil mechanics: Proceedings of the Wroth Memorial symposium*, pages 304–316, London. Thomas Telford.
- Li Y., Xu Sh., Liu H., Ma E., et Wang, L. 2018. "Displacement and Stress Characteristics of Tunnel Foundation in Collapsible Loess Ground Reinforced by Jet Grouting Columns", *Advances in Civil Engineering*, vol. 2018, Article ID 2352174, 16 pages, 2018.
<https://doi.org/10.1155/2018/2352174>
- Möller, S. 2006. “Tunnel Induced Settlements and Structural Forces in Linings.” These doctorat, Stuttgart University.

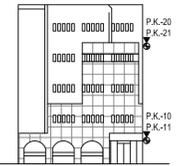
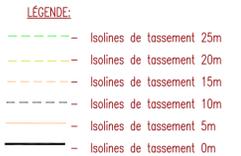
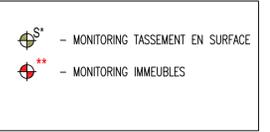
Références bibliographiques

- Namazi, E, Hisham M, Ahmad K. B.H., Hajihassani M., Jusoh S.N. and Seyed V.A. 2012. "Ground Behaviour around a Tunnel Using Various Soil Models." *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 609–22.
- Piguet J.P. 1983. La modélisation en mécanique des terrains et son application à l'exploitation minière. *Thèse de doctorat d'état, Institut National Polytechnique de Lorraine*, 163 p.
- Sagaseta C. 1998. "On the Role of Analytical Solutions for the Evaluation of Soil Deformation Around Tunnels" . In: Cividini A. (eds) *Application of Numerical Methods to Geotechnical Problems*. International Centre for Mechanical Sciences (Courses and Lectures), vol 397. Springer, Vienna. https://doi.org/10.1007/978-3-7091-2512-0_1
- Wedekin V, Kastner R, Guilloux A, Bezuijen A, Standing J, Negro Jr A. 2012. Urban tunnels in soft ground: review of current design practice. In: *Proceedings Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Taylor & Francis Group, London*, pp. 1047–1064.
- Zhang H.W., Sanavia L., Schrefler B.A., (2001) "Numerical analysis of dynamic strain localisation in initially water saturated dense sand with a modified generalised plasticity model", *Computers and structures*, 79, pp. 441-459.
- Vermeer, P. A., R. Brinkgreve ,(1995) "PLAXIS Finite element code for soil and rock analysis", Balkema, Rotterdam.

Annexe 01

Instrumentation

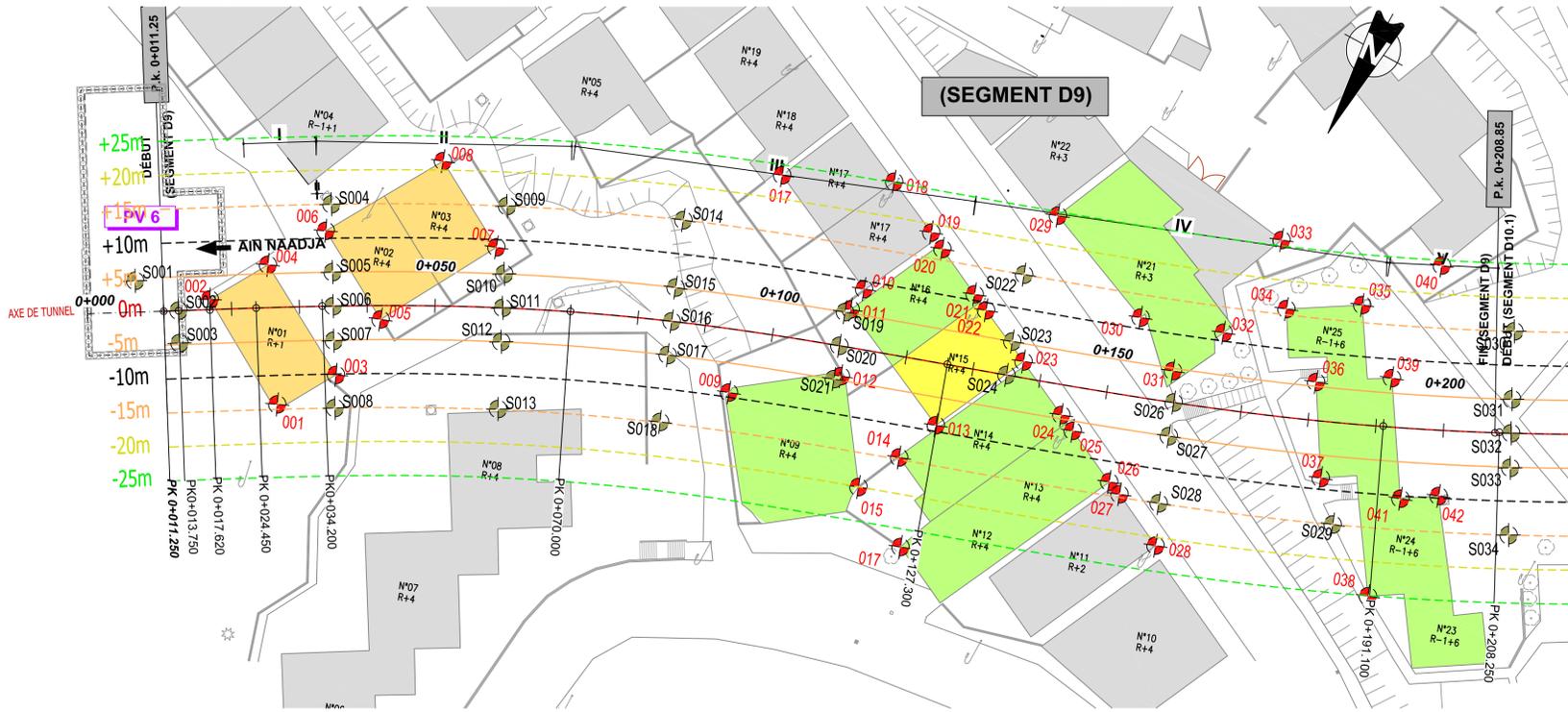
LÉGENDE:



SCHEMA DE NUMEROTATION DES CIBLES

NOTES

- Selon les résultats de l'instrumentation et les conditions géologiques et géotechniques rencontrées, l'équipe responsable du projet peut ajuster le passage exécutif défini.
- La position des dispositifs d'auscultation pourra être adaptée en fonction des contraintes existantes.
- Après l'installation de chaque cible, il faut obtenir leurs coordonnées de déploiement.
- Les conditions géologiques, les profils géotechniques et le régime hydrogéologique installé devront être vérifiés à mesure de l'avancée des excavations pour que, le cas échéant, puissent être opérées à temps les altérations considérées nécessaires.
- Les cibles pour mesurer la convergence de puits seront placées immédiatement après la dernière avance de l'excavation, environ 0.60m de la base de l'excavation.
- Seuls les valeurs des repères de tassement en surface -5m 0m et 5m qui sert comme définition des critères d'alerte et d'alarme.



Metro d'Alger - Ligne 1 Extension C
Section D9 - PK 0+013.75 A PK 0+017.62 - Suivi du tassement en Surface Zone d'influence Tunnel Principale

Rayon ^o	Phase I			Phase II			Phase III		
	Excavation Calote I - Radier Provisoire I			Excavation Calote II - Radier Provisoire II			Excavation Stross - Radier		
[m]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]
-25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-15	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-10	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-5	10	12	15	21	26	32	26	32	39
0	16	21	26	31	38	46	34	43	51
5	17	21	26	31	39	47	33	41	50
10	10	13	15	19	23	27	19	24	29
15	2	3	3	5	7	8	6	7	9
20	0	-1	-1	0	0	0	0	1	1
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Critère: Calcul = 100% (FS 1.5) CA = 125% (FS 1.25) CAL = 150% (FS 1.0)
Rayon^o 0.0 - axe tunnel principale

Metro d'Alger - Ligne 1 Extension C
Section D9 - PK 0+76.00 A PK 0+127.30 - Suivi du tassement en Surface Zone d'influence Tunnel Principale

Rayon ^o	Phase I			Phase II			Phase III		
	Excavation Calote I - Radier Provisoire I			Excavation Calote II - Radier Provisoire II			Excavation Stross - Radier		
[m]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]
-25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-15	1	2	2	2	2	2	2	3	3
-10	4	5	6	5	6	7	6	7	9
-5	6	8	9	10	12	15	11	14	16
0	5	7	8	12	16	19	14	17	21
5	5	6	6	11	14	16	12	15	18
10	3	4	5	6	7	9	6	8	10
15	1	2	2	2	2	3	2	3	4
20	0	0	0	0	0	0	0	1	1
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Critère: Calcul = 100% (FS 1.5) CA = 125% (FS 1.25) CAL = 150% (FS 1.0)
Rayon^o 0.0 - axe tunnel principale

Metro d'Alger - Ligne 1 Extension C
Section D9 - PK 0+017.62 A PK 0+024.45 - Suivi du tassement en Surface Zone d'influence Tunnel Principale

Rayon ^o	Phase I			Phase II			Phase III		
	Excavation Calote I - Radier Provisoire I			Excavation Calote II - Radier Provisoire II			Excavation Stross - Radier		
[m]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]
-25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-15	3	3	4	3	4	4	4	4	5
-10	7	9	11	8	10	12	9	12	14
-5	11	13	16	14	17	21	15	19	23
0	9	12	14	18	23	27	20	25	30
5	7	8	10	16	20	24	17	22	26
10	4	5	6	9	11	13	10	12	14
15	2	2	2	3	4	4	3	4	5
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Critère: Calcul = 100% (FS 1.5) CA = 125% (FS 1.25) CAL = 150% (FS 1.0)
Rayon^o 0.0 - axe tunnel principale

Metro d'Alger - Ligne 1 Extension C
Section D9 - PK 0+127.30 A PK 0+191.10 - Suivi du tassement en Surface Zone d'influence Tunnel Principale

Rayon ^o	Phase I			Phase II			Phase III		
	Excavation Calote I - Radier Provisoire I			Excavation Calote II - Radier Provisoire II			Excavation Stross - Radier		
[m]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]
-25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-15	1	1	1	1	1	2	1	2	2
-10	3	4	4	4	4	5	4	5	6
-5	5	6	7	7	9	11	8	10	12
0	4	5	6	9	11	14	10	13	15
5	4	5	6	8	10	12	9	11	13
10	3	3	4	4	5	6	5	6	7
15	1	1	1	1	2	2	2	2	2
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Critère: Calcul = 100% (FS 1.5) CA = 125% (FS 1.25) CAL = 150% (FS 1.0)
Rayon^o 0.0 - axe tunnel principale

Metro d'Alger - Ligne 1 Extension C
Section D9 - PK 0+24.45 A PK 0+34.2 - Suivi du tassement en Surface Zone d'influence Tunnel Principale

Rayon ^o	Phase I			Phase II			Phase III		
	Excavation Calote I - Radier Provisoire I			Excavation Calote II - Radier Provisoire II			Excavation Stross - Radier		
[m]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]
-25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-20	1	1	1	1	1	1	1	1	1
-15	3	4	4	3	4	5	4	4	5
-10	8	9	11	9	11	13	10	12	14
-5	11	14	16	15	18	22	16	20	24
0	8	10	12	18	22	27	20	24	29
5	7	8	10	16	21	25	17	22	26
10	4	6	7	9	12	14	10	13	15
15	2	3	3	4	5	4	5	4	5
20	1	1	1	1	1	1	1	1	1
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Critère: Calcul = 100% (FS 1.5) CA = 125% (FS 1.25) CAL = 150% (FS 1.0)
Rayon^o 0.0 - axe tunnel principale

Metro d'Alger - Ligne 1 Extension C
Section D9 - PK 0+191.10 A PK 0+208.25 - Suivi du tassement en Surface Zone d'influence Tunnel Principale

Rayon ^o	Phase I			Phase II			Phase III		
	Excavation Calote I - Radier Provisoire I			Excavation Calote II - Radier Provisoire II			Excavation Stross - Radier		
[m]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]
-25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-20	1	1	1	1	1	1	1	1	1
-15	2	3	3	3	3	4	4	3	4
-10	5	6	7	7	8	10	7	9	11
-5	7	9	11	11	14	17	13	16	19
0	6	8	10	14	18	21	16	20	24
5	5	6	7	12	15	18	13	16	19
10	3	3	3	4	6	8	10	7	9
15	1	1	2	3	3	4	3	4	5
20	0	0	0	1	1	1	1	1	2
25	0	0	0	0	0	0	1	1	1

Critère: Calcul = 100% (FS 1.5) CA = 125% (FS 1.25) CAL = 150% (FS 1.0)
Rayon^o 0.0 - axe tunnel principale

Metro d'Alger - Ligne 1 Extension C
Section D9 - PK 0+34.20 A PK 0+70.00 - Suivi du tassement en Surface Zone d'influence Tunnel Principale

Rayon ^o	Phase I			Phase II			Phase III		
	Excavation Calote I - Radier Provisoire I			Excavation Calote II - Radier Provisoire II			Excavation Stross - Radier		
[m]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]	Calcul [mm]	CA [mm]	CAL [mm]
-25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-15	2	2	2	2	2	3	2	3	3
-10	4	5	6	5	6	8	6	8	9
-5	7	8	10	10	12	15	11	14	16
0	5	7	8	13	16	19	14	18	21
5	5	6	7	11	14	17	12	15	18
10	3	4	5	6	7	9	7	8	10
15	1	2	2	2	3	3	3	3	4
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Critère: Calcul = 100% (FS 1.5) CA = 125% (FS 1.25) CAL = 150% (FS 1.0)
Rayon^o 0.0 - axe tunnel principale

METRO D'ALGER- Ligne 1 - Extension C1
Section D9 - Suivi de Monitoring sur les Immeubles
Déplacement angulaire / Tassement différentiel admissible

Niveau de dommage prévu	Section	Déplacement angulaire admissible [rad]		Tassement différentiel admissible [mm/mlref]	
		CA*	CAL	CA*	CAL
0	D9	1/625	1/500	1.5	2
1	D9	1/625	1/500	1.5	2
2	D9	1/625	1/500	1.5	2
3	D9	1/625	1/500	1.5	2

CA = Critère d'alerte CAL=critère d'alarme *CA=75% de CAL
** - Les bâtiments prévus dommages niveau 2 et niveau 3 sont à contrôler

COORDONNÉES MONITORING TASSEMENT EN SURFACE

POINT	M	P
S001	507103.017	4061739.066
S002	507100.485	4061743.378
S003	507098.067	4061747.493
S004	507088.206	4061718.815
S005	507083.263	4061727.508
S006	507080.791	4061731.854
S007	507078.273	4061736.282
S008	507073.378	4061744.894
S009	507065.340	4061706.635
S010	507060.921	4061715.606
S011	507058.731	4061720.101
S012	507056.529	4061724.590
S013	507052.203	4061733.501
S014	507041.543	4061695.996
S015	507037.789	4061705.265
S016	507035.913	4061709.899
S017	507034.036	4061714.534
S018	507030.318	4061723.716
S019	507014.126	4061696.464
S020	507012.472	4061701.218
S021	507010.840	4061705.909
S022	506993.605	4061678.958
S023	506990.401	4061688.431
S024	506988.799	4061693.168
S026	506965.211	4061684.908
S027	506963.476	4061689.597
S028	506960.036	4061698.987
S029	506936.023	4061689.439
S030	506926.138	4061651.646
S031	506921.645	4061660.580
S032	506919.366	4061665.030
S033	506917.042	4061669.563
S034	506912.512	4061678.372
S035	506905.091	4061640.078
S036	506894.917	4061657.297
S037	506889.832	4061665.907

COORDONNÉES MONITORING IMMEUBLES

POINT	M	P
001	507081.098	4061748.503
002	507097.234	4061739.717
003	507075.575	4061740.544
004	507092.151	4061731.133
005	507073.722	4061730.224
006	507087.064	4061722.648
007	507063.809	4061712.723
008	507076.800	4061705.364
009	507023.488	4061715.054
010	507013.284	4061692.138
011	507013.582	4061695.724
012	507010.150	4061705.024
013	506994.391	4061704.663
014	506996.881	4061711.413
015	507000.047	4061718.107
017	507031.907	4061683.216
017	506990.386	4061722.888
018	507016.973	4061676.134
019	507008.571	4061680.067
020	507005.988	4061681.417
021	506998.607	4061685.009
022	506995.994	4061686.257
023	506987.547	4061690.222
024	506978.878	4061694.460
025	506976.285	4061695.714
026	506967.955	4061699.728
027	506965.745	4061700.595
028	506957.466	4061704.692
029	506933.376	4061668.955
030	506975.478	4061676.280
031	506967.531</	