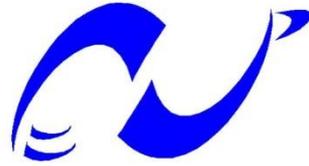


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية العليا المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Supérieure Polytechnique

Département Génie Civil

En Vu De L'obtention Du Diplôme d'Ingénieur d'Etat De Génie Civil

THÈME :

*Investigation Numérique Des Différentes Phases D'un Creusement
Souterrain Par Eléments Finis et Une Technique De Couplage
D'éléments Finis et Infinis*

Proposé et dirigé par:

M^r. M. DEMIDEM

Etudié par:

KAMEL Taous
RAHAB Khedidja

Promotion Juin 2009

**Ecole Nationale Supérieure Polytechnique
10 Avenue Hassen Badi, BP 182, 16200 El-Harrach Alger**

Résumé:

La méthode des éléments finis est souvent utilisée pour l'analyse de problèmes dont les contours peuvent s'étendent sur de grandes dimensions sans se soucier vraiment d'une modélisation efficace et économique de la solution du problème traité. Les excavations souterraines et les opérations de mines...etc.... sont des problèmes typiques du demi-espace élastique infini. Dans ce travail, on a examiné l'effet du R.G.S. sur la précision des tassements dans le calcul des tunnels pour les modèles circulaires et rectangulaires. Aussi, l'étude du tunnel sous l'hôpital Mustapha a été réalisée. Enfin, dans le but de formuler une modélisation à la fois économique et efficace de la solution, la technique de couplage entre la méthode des éléments finis et infinis a été utilisée avec succès dans l'étude du tunnel de Bois de peu (France) considéré comme étant un tunnel à grande profondeur.

Abstract:

The finite element method is usually used to analyze problems involving large dimensions without paying some care to an economical and efficient modeling. A typical problem is an underground excavation in either tunneling or mining...etc.... In this study, we examine the R.G.S. effect on the settlements accuracy of tunnels for circular and rectangular models respectively. Also, the tunnel of Algiers subway under Mustapha Hospital has been treated. Finally, in order to reach more economical and accurate numerical solutions, the coupling between finite and infinite elements has been used with a great success for a deep tunnel (Bois de Peu, France).

ملخص

تستعمل طريقة العناصر المنتهية غالبا في تحليل المسائل التي تمتد على أبعاد كبيرة دون إعطاء أهمية فعالة للتمثيل للنموذجي، ومن اهم المشاريع التي تمثل بالطريقة المعتمدة في الدراسة(العناصر المنتهية)، نذكر الحفريات تحت الأرض، درسنا في هذا العمل، تأثير على دقة الرص في حساب الأنفاق لنماذج مستطيلة ودائرية كذلك، تمت دراسة النفق تحت مستشفى مصطفى، وأخيرا، من أجل وضع نموذج فعال واقتصادي للحل استخدمت تقنية مزوجة بين طريقة العناصر المحدودة وغير محدود بنجاح في دراسة النفق في فرنسا و هو من الأنفاق العميقة.

Mots clé : Tunnel, Élément Fini, Élément Infini, Métro, Modèle.

Key Word : Tunnel, Finit Element, Infinite Element, subway, Model.

كلمات مفاتيح: نفق، عنصر منتهي، عنصر غير منتهي، مترو، مثال.

Remerciements :

Au terme de cette étude, nous tenons tout d'abord

A remercier Dieu pour nous avoir donné force, la santé, la patience, les moyens et l'aide afin que nous puissions accomplir ce modeste travail.

Nous vifs remerciements s'adressent au président de jury et aux membres du jury, qui nous honorent de leur présence et en acceptant d'examiner ce travail.

Nous exprimons notre gratitude à Monsieur M. Demidem qui a proposé le thème de notre projet de fin d'études, de nous avoir éclairé notre chemin, et a mis à notre disposition ses compétences et ses conseils constructifs afin de mener ce projet à bon terme.

Que tous ceux qui nous ont aidés trouvent ici nos plus profonds remerciements.

Enfin, nous tenons à examiner notre reconnaissance et nos respects à tous les enseignants de l'ENSP qui ont contribué à notre formation.



Dédicace:

- A ma fierté mon père qui a été toujours présent pour moi pour son soutien et ses encouragements.
- A la source de ma vie, la meilleure des mères, ma mère qui m'a appris l'éducation avant le savoir et qui n'a pas cessé de me soutenir durant toutes mes études.
- Que ce travail soit pour eux le symbole de ma reconnaissance pour leur aide qu'ils m'ont apportée durant toute ma vie et qui ont porté un grand intérêt pour mes études.
- A mon promoteur et mon deuxième papa M^r Mustapha Demidem et mes enseignants depuis le primaire
- A ma petite sœur Taous et sa famille
- A mes grands parents
- A mes chers frères et sœurs : Kamel, Samia, Khaled, Souad
- A ma chère belle sœur et ses deux filles : Farroudja, Melissa, Yasmine
- A M^r Ait Abdarrahmen Lounis, et M^{ème} Ait Abdarrahmen Maya
- A mes tentes : Houria, Hassina, Nawel
- A toute ma grande famille sans exception
- A tous mes amis (ies)
- A tous ceux qui m'aime

Je dédie ce modeste travail

khedidja

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à la personne la plus appréciée
pour moi et la plus proche à mon cœur « Mon Père »,
Ma Mère, Ma Grande mère, mes petits cousins Karim,
Oussama et leur père Abd-El-Kader.*

*Et à la mémoire d'un être cher que je n'aurai ne plus
jamais de la chance de le revoir.*

A mon frère Tayeb

A mes sœurs Meriem et Halima

A mon promoteur, Qui a été un deuxième père pour moi

A ma grande sœur et mon amie Khedidja et sa famille

A mes tantes Samia et Anissa

A Hamid

A tous mes amis

Et à tous le monde

TAOUS

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : LES RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES, GEOTECHNIQUES ET HYDROGEOLOGIQUES.	
I-1-INTRODUCTION.....	2
I-2-RECONNAISSANCESGEOLOGIQUES.....	2
I-2-1-Objectifs.....	2
I-2-2-Moyens de reconnaissances géologiques.....	3
I-2-2-1-Inventaire des données géologiques existantes.....	3
I-2-2-2-Levé géologique de surface.....	3
I-2-2-3-Géophysique.....	3
I-2-2-4-Téledétection.....	3
I-2-2-5-Sondages.....	4
I-3-RECONNAISSANCES HYDROGEOLOGIQUES.....	4
I-3-1-Objectifs.....	4
I-3-2-Moyens de reconnaissances hydrogéologiques.....	4
I-3-2-1-Inventaires des données existantes.....	4
I-3-2-2-Levé hydrogéologique de surface.....	5
I-3-2-3-Géophysique.....	5
I-3-2-4-Sondages.....	5
I-4-RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES.....	5
I-4-1-Objectifs.....	5
I-4-2-Moyens de reconnaissances géotechniques.....	6
I-4-2-1-Inventaires des données existantes.....	6
I-4-2-2-Géophysique.....	6
I-4-2-3-Sondage.....	6

I-4-2-4-Essais de laboratoire.....	7
I-4-2-5-Galerie de reconnaissance.....	7
CHAPITRE II : METHODES ET TECHNIQUES DE CREUSEMENT	
II-1-INTRODUCTION.....	9
II-2-METHODE DE CREUSEMENT.....	9
II-2-1-Méthode de creusement à pleine section.....	10
II-2-2-Méthode en demi-section.....	11
II-2-3-Méthode de la section divisée.....	11
II-3-TECHNIQUE DE CREUSEMENT.....	13
II-3-1-Exécution dans les terrains meubles.....	13
II-3-2-Exécution dans les terrains durs	16
II-3-2-1-Creusement mécanique.....	16
II-3-2-2-creusement à l’explosif.....	19
II-3-2-3-Creusement à l’aide du ciment expansif.....	20
CHAPITRE III : LE SOUTÈNEMENT ET LE REVÈTEMENT DES TUNNELS	
III-1-LE SOUTÈNEMENT.....	21
III-1-1-Introduction.....	21
III-1-2-Pose de soutènement.....	21
III-1-3-Mode d’action de soutènement.....	21
III-1-3-1-Les soutènement agissant par confinement du terrain encaissant.....	22
III-1-3-2-Les soutènement agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant.....	22
III-1-3-3-Soutènement agissant comme support.....	22
III-1-3-4-Les soutènement agissant par consolidation du terrain encaissant.....	22
III-1-4-Les différents types de soutènement.....	23

III-1-4-1-Soutènement en béton.....	23
III-1-4-1-1-Béton projeté.....	23
III-1-4-1-2-Voussoirs en béton préfabriqué.....	24
III-1-4-2-Soutènement métallique.....	26
III-1-4-2-1-Boulonnage.....	26
III-1-4-2-2-Les cintres métallique.....	28
III-1-4-2-2-1-Les cintres métallique lourds.....	28
III-1-4-2-2-2-Les cintres métalliques légers.....	29
III-1-4-3-2-Autres dispositifs de soutènement métallique.....	30
III-1-4-3-Soutènement au front de taille.....	31
III-1-5-Quelque techniques de traitement de terrain.....	32
III-2-LE REVETEMENT.....	34
III-2-1-Pose du revêtement.....	34
III-2-2-Règle de conception de revêtement.....	34
III-2-3-Les différents types de revêtement.....	35
III-2-3-1-Revêtement en béton coffré sans radier.....	35
III-2-3-2-revêtement en béton coffré avec radier contre-voute.....	35
III-2-3-3-Béton extrudé.....	35
III-2-4-Pose de l'étanchéité.....	36
III-2-5-Sécurité en cas d'incendie.....	36
III-3-CONCLUSION.....	36
CHAPITRE IV : LES CHARGES AGISSANTES ET LES METHODES USUELLES DE DIMENSIONNEMENT D'UN TUNNEL	
IV-1-LES CHARGES AGISSANTES SUR LES TUNNELS.....	37
IV-1-1-Introduction	37
IV-1-2- Les pressions souterraines.....	37

IV-1-2-1- Poussée de détente.....	38
IV-1-2-2- Poussées géologiques.....	39
IV-1-2-3 -Poussées de gonflement.....	39
IV-2-LES METHODES USUELLES DE DIMENSIONNEMENT D'UN TUNNEL.....	39
IV-2-1- Approche empirique	40
IV-2-1-1-Evaluation des pressions souterraines par les différentes méthodes empiriques.....	40
IV-2-1-1-1-Evaluation des pressions verticales σ_v	40
IV-2-1-1-2-Evaluation de la pression horizontale σ_h	45
IV-2-1-2- Evaluation de la pression agissant au niveau du radier.....	48
IV-2-1-3-Evaluation de la pression hydrostatique.....	52
IV-2-1-4-Charges et surcharges utiles.....	52
IV-2-2-Les méthodes d'analyse et de calcul.....	52
IV-2-2-1-Méthode des actions et des réactions (ou des réactions hyperstatiques).....	52
IV-2-2-2-Méthode du solide composite	54
IV-2-2-3-La méthode convergence-confinement.....	55
IV-2-3- Convergence et confinement	55
IV-2-3-1-Les hypothèses de la méthode	56
IV-2-3-2-Les principes généraux de la méthode convergence-confinement	56
IV-2-3-3- Principes de calcul	58
IV-2-3-4-Principe de calcul de taux de déconfinement à la mise en place du soutènement...	60
CHAPITRE-V- THEORIE DE L'ELASTICITE LINEAIRE	
V-ELASTICITE LINEAIRE.....	67
V-1-EQUATIONS GOUVERNANTES	67
V-1-1-Les équations d'équilibre	67
V-1-2-Les équations de compatibilités.....	68

V-1-3-Equations déformation-déplacement	68
V-1-4-Equations contrainte-déformation (loi de comportement).....	69
V-2-DEFORMATION PLANE	70
V-3-CONTRAINTE PLA NE	71
CHAPITRE VI : ELEMENTS FINIS ET INFINIS	
VI-1-METHODES DES ELEMENTS FINIS.....	73
VI-1-1-Généralités	73
VI-1-1-1-Historique.....	74
VI-1-1-2- Concept d'élément finis pour l'élasticité plane.....	75
VI-1-1-2-1- Les différentes formulations	75
VI-1-2-Description et interprétation physique.....	75
VI-1-2-1-La discrétisation du domaine " Maillage "	75
VI-1-2-2-Les mailles disponibles	76
VI-1-2-3- Les méthodes de maillages	77
VI-1-2-4- Maillage manuel	77
VI-1-2-5- Définition des mailles de référence.....	77
VI-1-3-Notion d'élément de référence.....	79
VI-1-4-Etapes caractéristiques d'étude des structures par la MEF.....	80
VI-1-4-1-Définition de la géométrie des éléments.....	80
VI-1-4-2- Représentation de la géométrie de chaque élément "Ve"	80
VI-1-4-3- Approximation sur l'élément de référence.....	81
VI-1-4-4-Construction de la fonction $N(\xi)$ et $\bar{N}(\xi)$	81
VI-1-4-5- méthode générale de construction.....	82
VI-1-4-5-1- choix de la base polynomiale.....	82
VI-1-4-5-2- Expression de $N(\xi)$	82
VI-1-4-6- Calcul des matrices de rigidité de chaque élément $[k^e]$	83

VI-1-4-7-Calcul des vecteurs de sollicitation de chaque élément $\{f^e\}$	83
VI-1-4-8-Assemblage des matrices et des vecteurs élémentaires.....	84
VI-1-4-9-Résolution du système d'équation globale.....	84
VI-1-5-Convergence de la méthode vers la solution exacte.....	85
VI-1-5-1- Types de convergence	85
VI-1-5-2- Critères de convergence.....	85
VI-1-5-2-1-Compatibilité.....	85
VI-1-5-2-2- Complétude.....	86
VI-1-5-3-Convergence non monotone.....	86
VI-1-6-Classification des méthodes de résolution.....	86
VI-1-6-1-Méthodes directes	86
VI-1-6-2-Méthodes indirectes (itératives)	86
VI-2-LES ELEMENTS INFINIS.....	87
VI-2-1-Introduction.....	87
VI-2-2-Formulation des éléments infinis.....	87
VI-2-2-1-Approche directe.....	88
VI-2-2-2-Approche inverse	89
VI-2-3-Critères de convergence des éléments infinis.....	89
VI-2-4-Construction de la fonction de transformation.....	90
VI-2-4-1-Cas unidimensionnel.....	90
VI-2-4-2-Cas bidimensionnel.....	91
VI-2-5- Calcul de la matrice de rigidité de l'élément infini.....	92
CHAPITRE VII : LES APPLICATIONS	
VII-1-ETUDE DE CONVERGENCE.....	94
VII-1-1-Tunnel sous l'hôpital Mustapha (Métro d'Alger)	94
VII-1-2-Les résultats obtenus	97

VII-2-ETUDE DE CONVERGENCE DES MODELES ETUDIES.....	99
VII-2-1-Etude paramétrique N°1	99
VII-2-2-Etude paramétrique N°2.....	103
VII-2-3-Conclusion.....	106
VII-3-ETUDE DU TUNNEL SOUS L'HOPITAL MUSTAPHA (METRO D'ALGER) SANS SOUTÈNEMENT	107
VII-4-ETUDE DU TUNNEL SOUS L'HOPITAL MUSTAPHA (METRO D'ALGER) AVEC SOUTÈNEMENT	112
VII-4-1-La courbe caractéristique du massif.....	113
VII-5-CUVETTES DE TASSEMENTS	120
VII-5-1-Etude comparative entre modèles (M.C. et M.R.)	121
VII-5-2-Les résultats de calcul.....	124
VII-6-ETUDE D'UN TUNNEL A GRANDE PROFONDEUR AVEC UNE TECHNIQUE DE COUPLAGE DE LA M.E.F ET DE LA M.E.I.....	138
VII-6-1-Le tunnel de Bois de Peu (sud de Besançon à Paris).....	138
VII-6-2-Etude numérique de tunnel Bois de Peu.....	140
VII-6-3-Etude du tunnel de Bois de Peu avec soutènement.....	144
CONCLUSION.....	148

LISTE DES FIGURES :

Figure I.1.Exemple d'une galerie de reconnaissance

Figure II.1.Creusement en pleine section.

Figure II.2.Creusement en demi-section.

Figure II.3.Creusement avec cloison centrale.

Figure II.4.Creusement avec galeries aux naissances.

Figure II.5.Bouclier à air comprimé.

Figure II.6.Bouclier à boue.

Figure II.7.Bouclier à pression de terre.

Figure II.8.Bouclier à pression mécanique.

Figure II.9.Machine à attaque global.

Figure II.10.Machine à attaque ponctuelle.

Figure II.11.Machine de pré-découpage pleine section.

Figure II.12.Plan de tirage.

Figure II.13.Schéma réel de plan de tirage.

Figure III.1.Projection par voie humide.

Figure III.2.Projection par voie sèche.

Figure III.3.Schématisation des voussoirs en béton préfabriqué.

Figure III.4.Les voussoirs en béton préfabriqué.

Figure III.5.Boulon à ancrage ponctuel.

Figure III.6.Boulonnage à ancrage reparté à la résine.

Figure III.7.Cintres en profilés simple.

Figure III.8.Cintres coulissants.

Figure III.9.Enfilage métallique.

Figure IV.1.Processus d'affaissement du coin de voute.

Figure IV.2.Poussée souterraine selon BIERBAUMER.

Figure IV.3.Hypothèse de théorie de TERZAGHI .

Figure IV.4.Théorie des poids des terres.

Figure IV.5.Théorie de PROTODIAKONOV.

Figure IV.6.Théorie de COULOMB-RANKINE.

Figure IV.7.Expérience SOVIEIQUE.

Figure IV.8. Poussées au niveau de radier selon TSIMBRIEVICH.

Figure IV.9. Poussées au niveau de radier selon ERZAGHI.

Figure IV.10. Méthode hyperstatique.

Figure IV.11. Déchargement du terrain.

Figure IV.12. Chargement de soutènement.

Figure IV.13. Avancement du tunnel.

Figure V.1. Etat de contrainte.

Figure V.2. Etat de déformation plane.

Figure V.3. Etat de contrainte plane.

Figure VI.1. Mailles volumiques.

Figure VI.2. Mailles de référence.

Figure VI.3. Elément Q_8 .

Figure VI.4. Elément de référence à 2D quadratique à 8 nœuds.

Figure VI.5. Géométrie de l'élément infini.

Figure VI.6. Elément infini unidimensionnel.

Figure VII.1. Section transversale du tunnel de Métro d'Alger.

Figure VII.2. Convergence des déplacements en fonction de nombre d'élément

Figure VII.3. Convergence des contraintes en fonction de nombre d'éléments

Figure VII.4. Modèle rectangulaire (M.R.)

Figure VII.5. Modèle circulaire (M.C.)

Figure VII.6. Variation de l'erreur sur les déplacements en clé de voûte

Figure VII.7. Variation de l'erreur sur les contraintes maximales

Figure VII.8. Variation du coefficient d'anisotropie

Figure VII.9. Variation de l'erreur sur les déplacements

Figure VII.10. Variation de l'erreur sur les contraintes

Figure VII.11. Variation du coefficient d'anisotropie α

Figure VII.12. Profil de masse

Figure VII.13. Variation des déplacements verticaux (M.C.)

Figure VII.14. Variation des déplacements verticaux (M.R.)

Figure VII.15. . Modèle de masse concentrée pour un massif multicouche

Figure VII.16. Variation des déplacements pour (M.C.)

Figure VII.17. Variation des déplacements pour (M.R.)

-
- Figure VII.18. Coupe de soutènement provisoire**
- Figure VII.19. Courbe de convergence**
- Figure VII.20. Courbe de confinement (soutènement)**
- Figure VII.21. Courbe de convergence-confinement**
- Figure VII.22. Modèle avec soutènement activé**
- Figure VII.23. Déformations des sols pendant le creusement d'un tunnel.**
- Figure VII.24. Modèles en équivalence**
- Figure VII.25. Tassement en surface dans le cas isotrope R.G.S.=2**
- Figure VII.26. Tassement en surface dans le cas anisotrope R.G.S.=2**
- Figure VII.27. Tassement en surface dans le cas isotrope R.G.S.=3**
- Figure VII.28. Tassement en surface dans le cas anisotrope R.G.S.=4**
- Figure VII.29. Tassement en surface dans le cas anisotrope R.G.S.=4**
- Figure VII.30. Tassement en surface dans le cas anisotrope R.G.S.=4**
- Figure VII.31. Tassement en surface dans le cas isotrope R.G.S.=5**
- Figure VII.32. Tassement en surface dans le cas anisotrope R.G.S.=5**
- Figure VII.33. Tassement en surface dans le cas isotrope R.G.S.=1, R constant.**
- Figure VII.34. Tassement en surface dans le cas anisotrope R.G.S.=1, R constant**
- Figure VII.35. Tassement en surface dans le cas isotrope R.G.S.=2, R constant**
- Figure VII.36. Tassement en surface dans le cas anisotrope R.G.S.=2, R constant**
- Figure VII.37. Tassement en surface dans le cas isotrope R.G.S.=3, R constant**
- Figure VII.38. Tassement en surface dans le cas anisotrope R.G.S.=3, R constant**
- Figure VII.39. Tassement en surface dans le cas isotrope R.G.S.=4, R constant**
- Figure VII.40. Tassement en surface dans le cas anisotrope R.G.S.=4, R constant**
- Figure VII.41. Tassement en surface dans le cas isotrope R.G.S.=5, R constant**
- Figure VII.42. Tassement en surface dans le cas anisotrope R.G.S.=5, R constant**
- Figure VII.43. Section transversale du tunnel de Bois de Peu**
- Figure VII.44 : Convergence des tassements en clé de voute**
- Figure VII.46. tassement en fonction de la profondeur**
- Figure VII.47. Courbe de convergence-confinement**

LISTE DES TABLEAUX:

Tableau .IV.1. Les coefficients d'influence.

Tableau .IV.2. Coefficient de résistance n_0 en fonction de φ .

Tableau .IV.3 : Valeurs de taux de déconfinement en fonction de la distance du front de taille et de la rigidité relative du soutènement pour un massif élastique.

Méthode BERNAUD-ROUSSET.

Tableau .VI.1 : Les valeurs des déplacements et de contraintes en fonction des éléments.

Tableau .VI.2 : valeurs des déplacements et des contraintes.

Tableau .VII.3. Les coefficients d'anisotropie.

Tableau .VII. 4. Valeurs des déplacements et des contraintes de la deuxième.

Tableau .VII.5. Les coefficients d'anisotropie.

Tableau. VII. 6. Classement des tunnels.

Tableau. VII.7. Les tassement en clé de voute.

Tableau. VII. 8. Déplacements en profondeur dans le cas d'homogénéisation.

Tableau. VII.9. Les valeurs de la courbe de convergence-confinement

Tableau. VII.10. Récapitulatif des résultats

Tableau : VII.11. Les déplacements des deux modèles dans le cas isotrope

Tableau : VII.12. Les déplacements des deux modèles dans le cas anisotrope

Tableau. VII.13. Tassements en surface dans le cas isotrope

Tableau. VII.14. Tassements en surface dans le cas anisotrope

Tableau. VII.15. Tassements en surface dans le cas isotrope

Tableau. VII.16. Tassements en surface dans le cas anisotrope

Tableau. VII.17. Tassements en surface dans le cas isotrope

Tableau. VII.18. Tassements en surface dans le cas anisotrope

Tableau. VII.19. Tassements en surface dans le cas isotrope

Tableau. VII.20. Tassements en surface dans le cas anisotrope

Tableau. VII.21. Tassements en surface dans le cas isotrope

Tableau. VII.22. Tassements en surface dans le cas anisotrope

Tableau .VII.23. Tassements en surface dans le cas isotrope

Tableau. VII.24. Tassements en surface dans le cas anisotrope

Tableau. VII.25. Tassements en surface dans le cas isotrope

Tableau. VII.26. Tassements en surface dans le cas anisotrope

Tableau. VII.27. Tassements en surface dans le cas isotrope

Tableau. VII.28. Tassements en surface dans le cas anisotrope

Tableau VII.29. Tassements en surface dans le cas isotrope

Tableau VII.30. Tassements en surface dans le cas anisotrope

Tableau VII.31. Les valeurs des erreurs absolues pour les deux cas

Tableau VII.32. Les valeurs de tassements et de contraintes pour les différents modèles

Tableau VII.33. Les déplacements en clé de voute avec la M.E.F. et M.E.I.

Tableau.VII.34. Les valeurs de la courbe de convergence-confinement

INTRODUCTION

Les travaux souterrains ont toujours été difficile, cela n'a pas empêché l'homme de les utiliser dès les premiers temps de l'humanité.

Les assiettes de construction dans les grandes villes du monde sont actuellement de plus en plus réduites et les villes sont de plus en plus encombrées et elles le seront davantage au vu de l'activité humaine de plus en plus croissante.

Cette intense activité humaine nécessite, entre autre l'ouverture et l'extension des voies de communication (route, voies ferrées,...). Tous ces impératifs nécessitent des solutions qui peuvent être des solutions souterraines, telle que: les métros, les parkings souterrains, les trémies et les tunnels.

La ville d'Alger, à l'instar des grandes villes du monde, est confrontée aux mêmes problèmes évoqués précédemment (vue son tissu urbain dense), ce qui nécessite le recours à la solution souterraine (tunnel, trémie)

Le tunnel sous l'hôpital Mustapha fait partie du tronçon qui relie la station de Khalifa Boukhalfa à celle du 1^{er} Mai. Sa réalisation est assez complexe au vu de la nature des travaux d'exécution directement liés aux difficultés que présente l'emplacement de celui-ci par rapport au tissu urbain de la ville d'Alger et entre autre le centre Hospitalo-universitaire de Mustapha Bacha, ainsi que le contexte géotechnique dans le quel se développe.

Après avoir fait une synthèse bibliographique assez complète sur le calcul des tunnels et les différentes méthodes numériques utilisées, on a procédé à deux études paramétriques : ainsi, on a commencé le travail par une étude de convergence par la M.E.F, après quoi la première étude a été consacrée à une comparaison entre le modèle circulaire et le modèle rectangulaire pour des valeurs de R.G.S. variant de 1 à 5 avec des rayons variables. Quant à la deuxième étude elle a été consacrée à la même comparaison entre les deux modèles mais cette fois-ci le rayon de l'excavation était constant. La troisième partie a fait l'objet d'une proposition d'homogénéisation des massifs hétérogènes (application au tunnel sous hôpital Mustapha) et comparaison avec modèle M.E.F en multicouches. La quatrième partie a été consacrée au calcul des cuvettes des tassements en surface par le M.E.F et la méthode de LOGANATHAN et POULOS. Enfin, une technique de couplage entre la méthode des éléments finis et la méthode des éléments infinis a été utilisée pour l'analyse du tunnel de Bois de peu (France) dont la hauteur de couverture est égale à 100m.

CHAPITRE I

LES RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES, GEOTECHNIQUES ET HYDROGEOLOGIQUES

I – RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES, GEOTECHNIQUES ET HYDROGEOLOGIQUES [1]:

I-1- INTRODUCTION :

Dans le cadre d'infrastructures nouvelles, les reconnaissances géologiques, hydrogéologique, géotechniques..., sont des données primordiales. En effet, elles permettent d'apprécier, très en amont des études du projet, les difficultés qui seront rencontrées, et éventuellement de modifier certaines orientations. Des secteurs peuvent être sensibles aux glissements de terrains, d'autres comme les massifs rocheux sont parfois très fracturés, faillés.

Les études et reconnaissances représentent 5 à 7% du coût d'un ouvrage dont 4 à 5 % d'études proprement dites. De plus, 5 à 7 % concernent les travaux de suivi du chantier, de maîtrise d'œuvre, et d'organisation.

Il ne sera pas traité ici de toutes les études d'ordres économiques, financières et urbanistiques qui sont à la base de la définition du projet. On ne considère ici que les études purement techniques, effectuées une fois que l'idée du projet est confirmée. Il importe de préciser que les reconnaissances et études techniques sont nécessaires pour établir un budget et un planning prévisionnels.

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

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

I-2- RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES :

I-2-1-Objectifs :

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

- Géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif,
- Structure du massif,
- Inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, zones broyées,...),
- Description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, selon leur qualité, selon leurs discontinuités.

I-2-2 -Moyens de reconnaissances géologiques :

Ces moyens sont nombreux, ils ne sont pas exclusifs aux reconnaissances géologiques pour l'étude d'un ouvrage souterrain :

I-2-2-1-Inventaire des données géologiques existantes :

Il est indispensable de réunir la quasi-totalité des données et documents existants sur le massif étudié, leur liste est généralement la suivante :

- Carte géologique (1 /50 000, 1 /25 000),
- Photographie aériennes (1 /15 000 environ),
- Document climatique et météorologique,
- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ou situés à proximité,
- Relevé de cavités souterraines.

I-2-2-2-Levé géologique de surface :

Le géologue doit l'effectuer avec le plus grand soin. Ceci permet souvent d'éviter des travaux d'investigations coûteux et permet une interprétation optimale des résultats de ces investigations. L'étendue de la zone à lever dépend de la complexité de l'environnement géologique de l'ouvrage.

Le levé géologique doit comporter :

- Le levé des affleurements,
- Inventaires des éléments concernant la tectonique (plissement, failles),
- L'étude des discontinuités (stratification, fissures,...) avec orientation réparties sur un diagramme.

I-2-2-3-Géophysique :

Les prospections géophysiques sont un complément habituel du levé géologique. Le résultat ne peut être qu'une image globale sur la prévision de l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, l'appréciation de la qualité du rocher en profondeur, la détermination et la géométrie d'un accident.

Les méthodes les plus couramment employées dans le cadre du projet d'ouvrage souterrain sont la sismique réflexion et la résistivité électrique. Des applications de ces méthodes sont utilisées en sondage.

I-2-2-4-Téledétection :

Son but est la recherche, d'une manière générale, de toutes les informations de caractères structuraux tels que failles anciennes ou actives, anomalies mécaniques, cavités souterraines naturelles, etc....

I-2-2-5-Sondages :

Les renseignements tirés des sondages (en particulier des sondages carottés) sont de plus en plus précieux car ils permettent de voir la roche et de prélever des échantillons. Mais ils ne fournissent que des informations ponctuelles qui sont en général insuffisantes. En effet, le nombre de sondages est forcément limité vu leur coût élevé, surtout lorsque la couverture dépasse plusieurs centaines de mètres. L'exécution des sondages doit être envisagée en liaison étroites avec le levé géologique et les prospections géophysiques. Ils restent utilisés seuls quand on ne peut effectuer ni levé de surface ni géophysiques, par exemple en zone très urbanisée.

Dans le cas le plus fréquent, les résultats des sondages doivent permettre, avec un maximum d'efficacité, la confirmation des hypothèses concernant la structure du massif faites à partir du levé de surface de l'étalonnage de la géophysique.

De plus les sondages permettent de prélever des échantillons aux fins d'essais de laboratoire et d'effectuer un certain nombre d'essais in situ (diagraphies, mesures de perméabilités in situ,...).

I-3-RECONNAISSANCES HYDROGEOLOGIQUES :**I-3-1-Objectifs :**

Les reconnaissances et les études hydrogéologiques doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques et elles ont pour but de déterminer :

- Les informations aquifères et les terrains imperméables,
- Le régime hydraulique (nappes, circulations souterraines,...),
- La perméabilité des terrains.

Ces renseignements permettent de définir :

- La nature des venues d'eau possibles le long du tracé,
- Leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux (choix des ciments,...),
- Les traitements envisageables (rabattement, drainage, étanchement,...).

I-3-2-Moyens de reconnaissances hydrogéologiques :**I-3-2-1-Inventaires des données existantes :**

- Documents et études donnant des indications sur les nappes et les caractéristiques hydrauliques des terrains dans la zone concernée (sondages antérieurs, pompages, ...),
- Documents climatiques et météorologiques,
- Archives de constructions et météorologiques,
- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans les conditions analogues ou situés à proximité, puits de pompage en site urbain,...

I-3-2-2-Levé hydrogéologique de surface :

Il est effectué en même temps que le levé géologique et peut comprendre :

- Le relevé des sources, puits,...
- Le relevé des zones d'infiltration,
- Les mesures de débit des sources et puits (à répéter pour pouvoir prendre en compte les variations saisonnières).

I-3-2-3-Géophysique :

La méthode de résistivité électrique peut servir pour la recherche des nappes, pour la recherche de la profondeur, et de la continuité d'un horizon étanche (argileux ou marneux) sous une formation perméable (calcaire ou gréseuse par exemple). L'interprétation des données électriques est délicate. Elles doivent être étalonnées par sondages.

I-3-2-4-Sondages :

Les sondages, quelque soit leur type, vont permettre d'effectuer des observations et des mesures in situ très utiles à la compréhension de l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté. Il s'agit principalement :

- D'observations pendant l'exécution du sondage comme pertes partielles ou totales du fluide de forage, venues d'eau dans le forage, traces de circulation d'eau repérées sur les carottes,...
- De la pose de piézomètres pour préciser les niveaux de la ou des nappes, leur indépendance éventuelle, la réaction aux agents atmosphériques,
- D'essais in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (extension, coefficient d'emmagasinement, transmissivité,...).

I-4-RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES :**I-4-1-Objectifs :**

Les reconnaissances et études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie. Elles doivent permettre de préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage, enfin de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et /ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

I-4-2-Moyens de reconnaissances géotechniques :**I-4-2-1-Inventaires des données existantes :**

- Document et études donnant des indications sur les caractéristiques mécaniques des sols et des roches dans des conditions analogues ;
- Archives de construction d'ouvrages souterrains situés à proximité ou dans des massifs similaires.

I-4-2-2-Géophysique :

Les modules dynamiques sont reliés aux vitesses sismiques des ondes longitudinales et transversales. Ils peuvent être déterminés par des essais sismiques simples à l'échelle de la dizaine de mètres par les méthodes « cross-hole », « down-hole » et « up-hole » entre deux forages.

La méthode « cross-hole » permet de mesurer, entre deux points situés à la même côte dans deux forages, les vitesses des ondes longitudinales et transversales et ceci sur toute la profondeur des forages. On détermine ainsi les modules dynamiques et le coefficient de poisson suivant la direction verticale.

Les méthodes « down-hole » et « up-hole » permettent de mesurer entre deux forages ses mêmes vitesses avec des trajets proches de la verticale. Le « down-hole » est caractérisé par un sens émission-réception de haut en bas. On détermine alors les modules dynamiques et le coefficient de poisson suivant la direction verticale.

I-4-2-3-Sondages :

Ils vont permettre des mesures in situ et, éventuellement, des prélèvements d'échantillons (cas des sondages carottés) pour des essais de laboratoire.

Les principaux essais et mesures in situ sont :

- Les diagraphies en forage : elles donnent des informations sur les paramètres physiques des terrains. Le principal intérêt des diagraphies est d'effectuer de nombreuses corrélations, par exemple pour localiser des accidents particuliers ou préciser le détail de structures, à des prix bas (coût relativement peu élevé des sondages destructifs et des diagraphies et rapidité d'exécution des uns et autres),
- L'essai de pénétration statique peut donner des informations utilisables dans le cas d'un tunnel foré dans un sol ou une roche meuble, et sous faible couverture et pour le dimensionnement des ouvrages de tête situés dans des sols.

I-4-2-4-Essais de laboratoire :

On se bornera à citer les essais les plus utilisés dans le cadre des reconnaissances des ouvrages souterrains.

Sols :

Essais d'identification : masse volumique, teneur en eau naturelle, indices des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentométrie, minéralogie.

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et calculer la déformation de la surface : essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œdométriques, essais de gonflement, essais de compression simple,...

Roche :

Densité sèche, porosité, teneur en eau naturelle, vitesse du son, essais de compression simple, mesures du module d'Young et du coefficient de poisson, essais Franklin et brésilien pour la détermination des caractéristiques mécaniques de la roche.

Essais de cisaillement à la boîte pour la détermination des caractéristiques de joints. Essais triaxiaux, œdométriques, essais de gonflement, essais d'altérabilité, analyses minéralogiques pour les roches tendres et susceptibles d'évoluer rapidement (marnes, anhydrites,...). Essais particuliers (abrasivité, forabilité,...) nécessaires à l'étude d'emploi de machines à forer.

Il faut retenir que la validité des résultats de tous ces essais est liée à la qualité des échantillons prélevés et à leur représentativité. Les spécifications techniques concernant ces prélèvements doivent donc être clairement définies dès le début des reconnaissances.

I-4-2-5-Galerie de reconnaissance :

Véritable préfiguration de l'ouvrage final, une galerie de reconnaissance permet d'évaluer au mieux les difficultés de réalisation de l'ouvrage projeté.

Une telle galerie permet entre autres :

- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologiques détaillé,
- Observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type de venues d'eau (ponctuelles ou diffuses), la mesure des débits en fonction de l'avancement du front de taille et des conditions météorologiques, il est possible d'exécuter des forages depuis la galerie qui permettront d'effectuer des mesures de perméabilité, de pression et de débit,
- Les essais et mesures géotechniques in situ,
- Les mesures de déformations,
- Les prélèvements d'échantillons pour les essais de laboratoire.

La galerie de reconnaissance permet ainsi d'obtenir toutes les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques nécessaires à l'établissement d'un projet d'exécution détaillé.



Figure I. 1. Exemple d'une galerie de reconnaissance

CHAPITRE II

METHODES ET TECHNIQUES DE CREUSEMENT

II- METHODES ET TECHNIQUES DE CREUSEMENT [10]:

II-1-INTRODUCTION:

Comment choisir une méthode de creusement ? Dans quels cas le creusement mécanisé est-il préférable au creusement à l'explosif ?

A ces questions, il est difficile d'apporter une réponse rigoureuse dans tous les cas. Les critères du choix sont nombreux et leur importance relative varie à tel point que la bonne réponse peut être différente suivant l'entreprise chargée des travaux.

La nature du terrain est le critère essentiel, mais il est loin d'être le seul. D'autres éléments comme les exigences de l'environnement, le délai imposé ou la nature du matériel existant dans l'entreprise peuvent jouer un rôle déterminant dans ce choix.

Il y a des cas où, de toute évidence, certaines méthodes sont exclues. Ainsi on n'utilisera pas l'explosif dans un terrain déjà très désagrégé. De même, à l'intérieur des méthodes mécanisées, tel type de machine qui convient pour le creusement au rocher sera totalement inopérant dans un terrain peu cohérent ou meuble.

A ce propos, on peut affirmer que l'une des caractéristiques essentielles des méthodes de creusement mécanisé réside dans leur spécificité. On conçoit cependant l'importance d'une reconnaissance préalable détaillée pour définir les principales caractéristiques du terrain et détecter les hétérogénéités éventuelles. Il est également important de savoir interpréter ces caractéristiques pour définir le type de machine à utiliser.

II-2- METHODES DE CREUSEMENT :

Les techniques utilisées pour le choix de la méthode de creusements des tunnels ont fortement évolué au cours des trois dernières décennies :

- Amélioration (en qualité et en quantité) des études de reconnaissances géotechniques préalables à la construction, la géologie et les conditions hydrogéologiques.
- Mécanisation des travaux d'abattage et de soutènement.
- Prise en compte des problèmes d'environnement, en particulier dans les zones urbaines.
- Prise en compte des problèmes d'exploitation pour une meilleure conception de l'ouvrage.

On distingue trois méthodes de creusements :

- Méthode de creusement à pleine section.
- Méthode de la demi-section.
- Méthode de la section divisée.

II-2-1- Méthode de creusement à pleine section :

Par la méthode de creusement à pleine section, il convient de comprendre les techniques d'avancement donnant lieu à dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois. Elle est préconisée beaucoup plus pour des roches de bonne tenue, lorsque la section à creuser n'est pas trop importante, elle est la méthode d'exécution la plus habituelle dans ce cas. A la limite, dans les tunnels de très faible section (10 à 15 m^2 de section), elle constitue, quel que soit le terrain, le procédé habituel de construction.

Avantage :

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

Inconvénients :

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



Figure II.1. Creusement en pleine section

II-2-2-Méthode en demi-section :

Dans la méthode de creusement en demi-section, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure (calotte) de la section. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6m, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps.

On doit si nécessaire renforcer le soutènement avant le creusement du stross (partie inférieure ou le radier), aussi bien en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) qu'en partie inférieure (micro-pieux sous les appuis de cintres, colonnes de jet-grouting en piédroits). En général, le revêtement définitif n'est mis en place qu'après excavation de la totalité de la section.

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

Pour les tunnels de grande dimension (plus de 40 à 50m²) un avantage notable vu cette solution comparée au creusement en pleine section est sa souplesse d'exécution. Elle s'adapte bien aux procédés modernes avec soutènement immédiat.



Figure II.2. Creusement en demi-section

II-2-3-Méthode de la section divisée :

Avant le développement des procédés de pré-soutènement et de renforcement du front de taille, on avait recours à la méthode d'avancement en section divisée lorsque les caractéristiques du terrain étaient insuffisantes pour assurer une stabilité suffisante du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi section.

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante, ou dans le cas d'un mauvais terrain qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi section.

La méthode de creusement en section divisée consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. La section peut être divisée de différentes façons. Ces galeries peuvent être exécutées sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant le début de l'excavation du reste de la section.

Dans le cas de sections larges, on peut utiliser deux galeries en base de piédroits, pour y bétonner une partie du revêtement définitif (culées qui serviront d'appui au soutènement et au revêtement de la voûte).

Son application présente un inconvénient d'ordre économique, à savoir son coût très élevé et sa durée d'application relativement longue. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode.

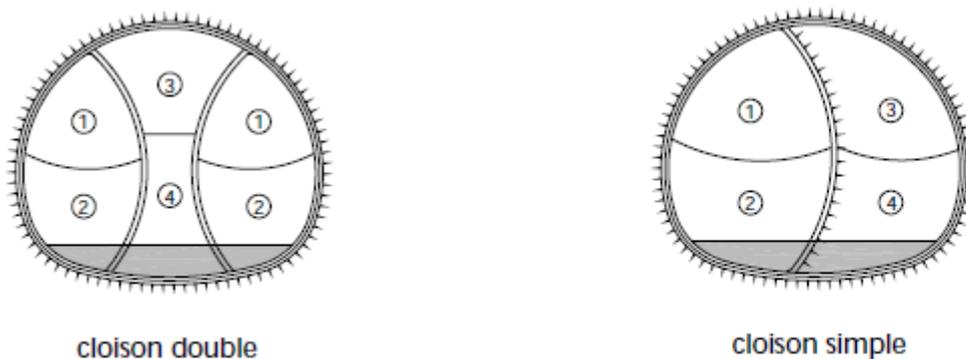


Figure II.3. Creusement avec cloison centrale

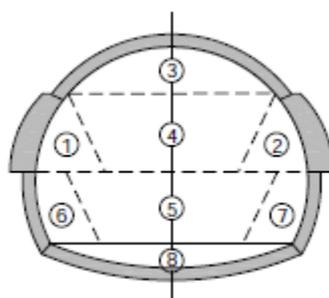


Figure II.4. Creusement avec galeries aux naissances

II-3-TECHNIQUES DE CREUSEMENT :

Chaque terrain a ses propres caractéristiques ce qui conduit à choisir la technique selon le type de terrain, ces techniques peuvent être séparées en deux catégories:

- L'exécution du creusement dans les terrains meubles.
- L'exécution du creusement dans les terrains durs.

II-3-1- Exécution dans les terrains meubles :

Parmi les différentes machines on peut citer :

Les boucliers à front pressurisé :

Ce type de bouclier est particulièrement adapté aux terrains meubles et aquifères, généralement rencontrés dans les formations alluvionnaires et sédimentaires des vallées. Il a progressivement remplacé les méthodes de traitement de terrain par congélation ou injections qui s'avéraient nécessaires dans des formations très difficiles, causes de délais longs et de coûts de réalisation élevés.

- Bouclier à air comprimé : Ce mode de confinement ancien est encore couramment utilisé pour s'opposer à la pression hydrostatique moyennant le respect de certaines conditions géologiques (couverture suffisante de terrain, granulométrie fine, présence d'un horizon perméable). Les inconvénients de ce procédé sont liés essentiellement à l'hétérogénéité des terrains et aux fuites d'air qui peuvent conduire à aggraver le risque de tassement en surface. Des procédés additionnels (rabattement partiel de la nappe, projection de boue à front, blindage mécanique) permettent de diminuer certaines contraintes d'utilisation de l'air comprimé.

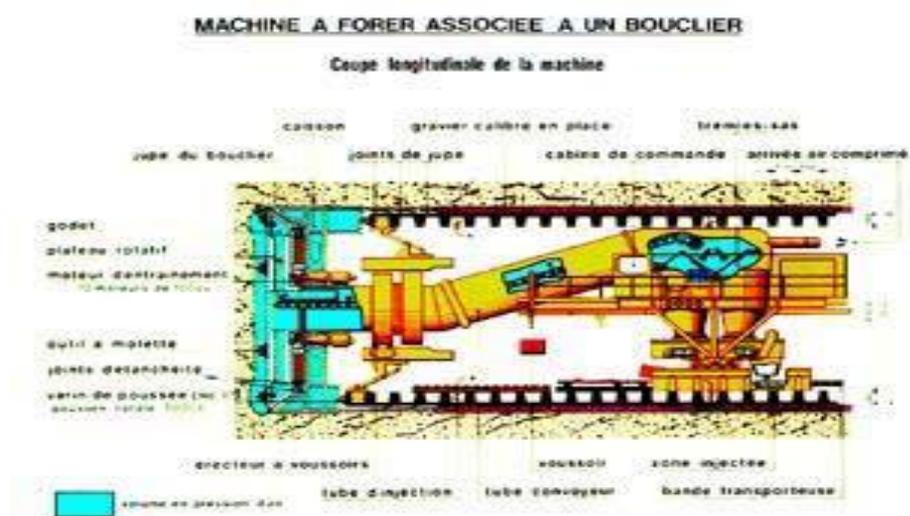


Figure II.5. Bouclier à air comprimé

- Bouclier à pression de boue : La pression de confinement à boue équilibre à la fois la pression hydrostatique, et la pression des terres au moyen d'un cake imperméable qui se dépose sur le front de taille. La boue chargée des déblais excavés au moyen de la tête d'excavation est extraite en permanence au moyen de pompes hydrauliques et le transport des matériaux s'effectue de manière hydraulique.

Ce procédé nécessite l'installation d'une station de traitement pour dessabler les boues et les régénérer. Les contraintes d'utilisation sont liées aux terrains hétérogènes avec présence de blocs nécessitant un concassage, voire même une intervention à front ainsi qu'aux terrains très imperméables nécessitant des adjuvants dans les boues.

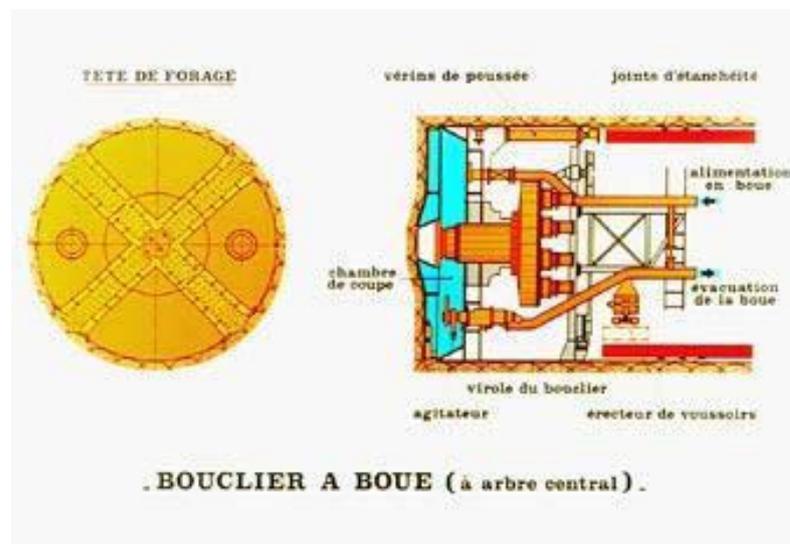


Figure II.6. Bouclier à boue

- Bouclier à pression de terre : Dans ce type de bouclier, les déblais excavés sont confinés dans la chambre d'abattage et évacués en continu dont le débit est adapté à la vitesse de progression du bouclier. Les terrains pour leur part doivent être suffisamment maniabiles pour assurer une pression homogène dans la chambre et suffisamment imperméables pour maintenir une pression d'eau suffisante à front quand celle-ci existe de manière à mobiliser un gradient de pression dans la vis. Par rapport au confinement hydraulique à la boue, le type de bouclier à pression de terre permet de travailler soit en mode fermé soit en mode ouvert sans modification importante et conduit ainsi à des cadences d'avancement supérieures.

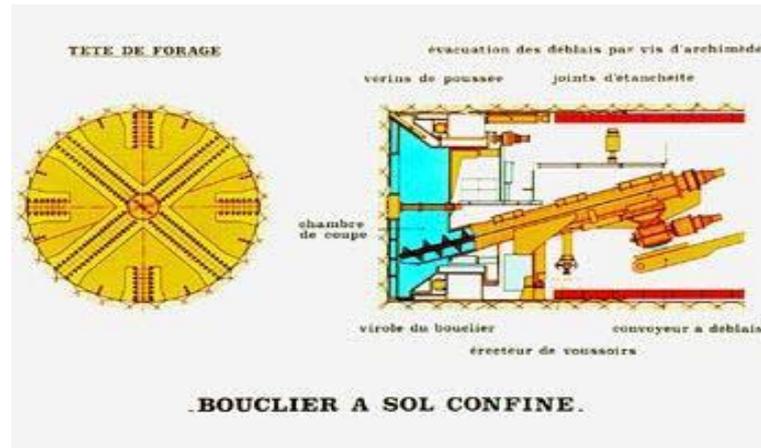


Figure II.7. Bouclier à pression de terre

- Bouclier à pression mécanique : Egalement appelé bouclier aveugle, utilisé dans les terrains très mous et plastiques ($C_u < 30\text{KPa}$), ce matériel est muni à l'avant d'une cloison fixe complétée d'ouvertures réglables. Pour des sols plus cohérents il peut être muni d'une roue de coupe percée de lumières ajustables pour l'évacuation des déblais (sous forme de copeaux). La stabilité du front est assurée par la poussée de la machine elle-même.

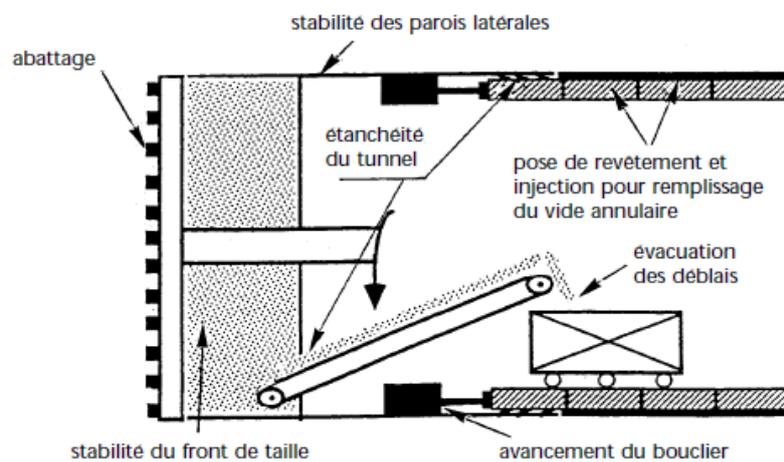


Figure II.8. Bouclier à pression mécanique

Les boucliers ouverts (non pressurisés) :

Laissant le front visible et accessible, ils sont utilisables préférentiellement dans les sols cohérents sans gradient hydraulique important et qui ne présentent pas d'instabilité au front de taille ou dans les roches tendres.

II-3-2-Exécution dans les terrains durs :

II-3-2-1- Creusement mécanique :

- Machine à attaque global T.B.M :

Une machine foreuse est un moyen d'excavation mécanisé, qui par son principe fondamental de travail continu, se substitue aux méthodes traditionnelles de creusement à l'explosif qui sont séquentielles. Sont définies sous le terme "pleine section" ou "à attaque globale ou pleine face" les machines capables d'excaver en une seule fois la section du tunnel à réaliser.

Ces machines sont utilisées dans des massifs rocheux qui ne nécessitent pas de soutènement immédiat. Quand les conditions de stabilité ne sont plus assurées, il est mis en œuvre des boucliers mécanisés. Les deux types de machines sont généralement considérés comme des tunneliers.

Tunnelier :

Un tunnelier est une machine réalisant en continu le creusement d'un tunnel et, si nécessaire, la mise en place d'un revêtement à faible distance du front de taille.

En fait, le tunnelier est composé d'un bouclier et d'un train suiveur, l'ensemble étant capable d'assurer le traitement éventuel de l'un ou l'autre élément intervenant dans le processus de construction.

Avantages du Tunnelier :

- Le tunnelier permet d'atteindre des vitesses de creusement assez élevées de 15 à 30 m/jour théoriquement.
- Pas d'ébranlement, Ce qui assure une bonne tenue de la galerie.
- Pas d'hors profil, d'où une économie de béton.
- Le soutènement est facile et rapide (préfabriqué).
- Les équipes de personnel sont réduites, Ce qui permet d'augmenter le rendement (homme / poste).
- La sécurité des chantiers est accrue.

Inconvénients du Tunnelier :

- Le tunnelier ne peut être valablement utilisé, qu'en terrain homogène.
- Tout accident géologique imprévu entraîne le blocage de la machine.
- Coût très élevé, d'où la difficulté ou la quasi impossibilité d'amortissement sur des tronçons, dont la longueur est inférieure à 2 Km.
- La géométrie du tunnel doit être circulaire.
- Le coût excessivement élevé des outils de forage.



Figure II.9. Machine à attaque globale

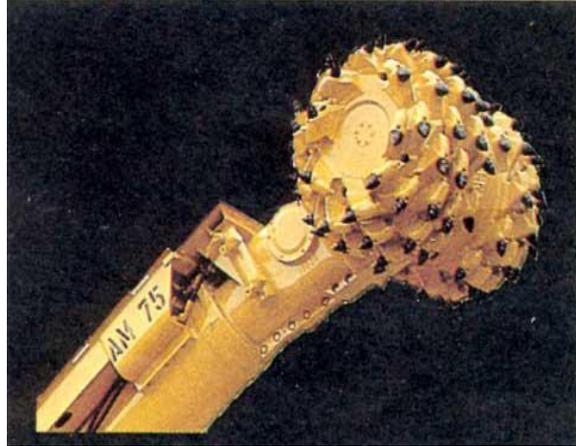
- Machine à attaque ponctuelle B.T.M :

Ce mode d'abattage mécanisé, utilisé primitivement dans les exploitations minières, a été développé et est d'utilisation courante dans les travaux publics pour l'excavation de galeries de toutes dimensions.

Le principe du travail d'abattage de la machine consiste en un éclatement de la roche sous les effets conjugués d'une pénétration des pics dans le front de taille et du balayage du bras. Les déblais sont ensuite repris au front par un système d'évacuation propre ou non à la machine. Les conditions d'un meilleur emploi des machines à attaque ponctuelle sont dictées par le type de profils à excaver, les caractéristiques de résistance de la roche et les nuisances d'utilisation.



Bras à attaque radiale



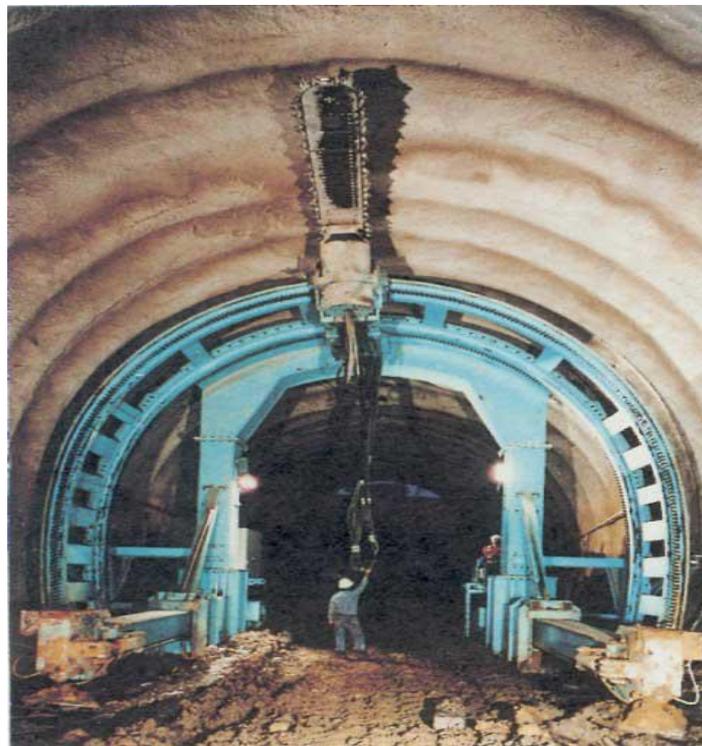
Bras à attaque transversale

Figure II.10. Machines à attaque ponctuelle.

– Haveuse :

Les haveuses sont des machines de pré-découpage mécanique, essentiellement françaises (Perforex) qui ont été utilisées avec succès depuis 1974 sur de nombreux chantiers.

La méthode consiste à réaliser, à proximité immédiate de l'extrados de l'ouvrage, une saignée de 8 à 35 cm d'épaisseur (suivant les terrains) avant même de procéder au creusement du tunnel lui-même.

**Figure II.11. Machine de pré-découpage pleine section**

II-3-2-2-Creusement à l'explosif :

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique. L'explosif en souterrain doit être utilisé comme un outil de découpage de la roche et non comme une « bombe ».

L'explosif ne doit être utilisé en site urbain que dans le cas où il s'avère strictement nécessaire. Son emploi produit des effets psychologiques défavorables pour la population avoisinante (bruits, fumées, vibrations ...), et représente un risque de déstabilisation pour les édifices et services voisins, ce qui limite les horaires des volées de tir engendrant ainsi une baisse de rendement du chantier.

L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

- Traçage et perforation du plan de tir,
- Chargement des trous de mines et tir de la volée,
- Ventilation et purge de l'excavation,
- Evacuation des déblais du front de taille (marinage).

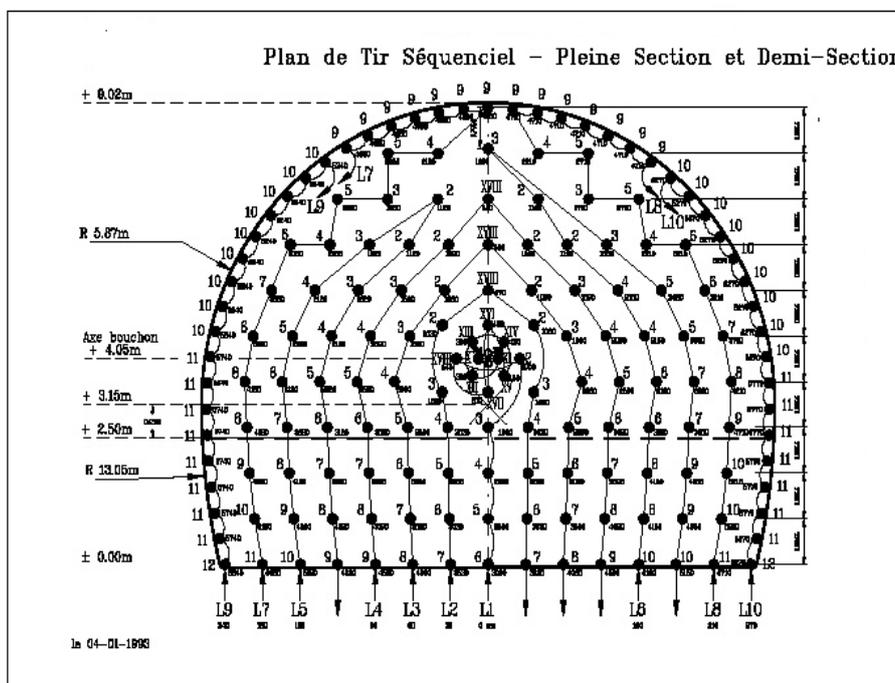


Figure II.12. Plan de Tir.

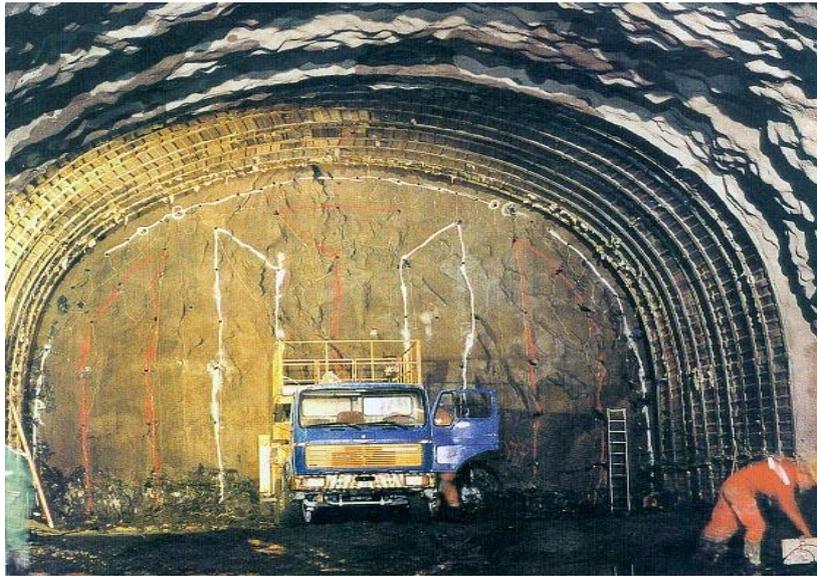


Figure II.13. Schéma réel de plan de tir.

II-3-2-3- Creusement à l'aide du ciment expansif :

Le ciment expansif est un éclateur non explosif pour les matériaux durs et compacts. Son rôle est de fissurer le matériau en petites quantités. Il se présente sous forme de ciment composé notamment de chaux vive.

Le principe d'action du ciment expansif consiste à développer une augmentation de pression à volume constant pouvant varier de 15 à 60 MPa suivant les conditions d'utilisation. Quand cette pression devient supérieure à la résistance de traction les fissures s'amorcent puis se propagent dans le matériau jusqu'à rupture.

Avantages :

- Découpage relativement précis,
- Pas de nuisance vis-à-vis du bruit de vibration,
- Sans danger pour l'environnement.

Inconvénients :

- Le facteur temps est plus important que dans les autres procédés,
- Main d'œuvre hautement qualifiée,
- Coût élevé.

CHAPITRE III

LE SOUTÈNEMENT ET LE REVÈTEMENT DES TUNNELS

III- LE SOUTÈNEMENT ET LE REVÈTEMENT DES TUNNELS [10]:

III-1-LE SOUTÈNEMENT

III-1-1-Introduction :

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

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

Une phase complémentaire d'analyse économique qui fait intervenir:

- d'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût ;
- d'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré :
- plus ou moins grande mécanisation,
- longueur du tunnel,
- délais à respecter.

III-1-2- Pose de soutènement:

Le soutènement est posé le plus proche possible du front de taille, mais pas trop près non plus, le soutènement est provisoire, parfois il peut même rester le seul chemisage du tunnel après son achèvement lorsque la configuration hydrogéologique le permet. Il a un rôle :

De protection et de sécurité pour le personnel travaillant sous terre (chutes de petits blocs),

De supportage pour assurer la stabilité des gros blocs et de confinement pour limiter la convergence du terrain. Il sert aussi de carapace protectrice vis-à-vis de l'altération des terrains en paroi. L'espace non-soutenu durant le travail au front s'appelle le décaou.

III-1-3-Mode d'action de soutènement :

Le soutènement provisoire est une structure qui permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du revêtement définitif.

Si l'on classe les soutènements provisoires en fonction de leur mode d'action par rapport au terrain, on peut en distinguer quatre catégories différentes :

III-1-3-1-les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant :

Se mode de soutènement permet au terrain de participer à sa propre stabilité, en développant sur la paroi de l'excavation des contraintes radiales de confinement. Les techniques les plus utilisées sont :

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

III-1-3-2-les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant :

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

- boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine),
- boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier),
- barres foncées.

III-1-3-3-Soutènements agissant comme support :

Dans ce mode de soutènement, la capacité de résistance propre du sol joue un rôle moins important par rapport aux éléments de soutènements. Nous citerons à titre d'exemples :

- Cintres lourds et légers,
- Plaques métalliques assemblées,
- Voussoirs en béton,
- Tubes (voûte parapluie),
- Boucliers.

III-1-3-4- les soutènements agissant par consolidation du terrain encaissant:

Dans ce cas il s'agit plus de techniques de traitement des terrains que de soutènement. Cela consiste à modifier les caractéristiques géotechniques propres du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même.

Ainsi donc pour améliorer les qualités mécaniques d'une masse de sol, on a recours à plusieurs techniques dont le choix va dépendre essentiellement de l'état de la nature du terrain en lui-même. Généralement ces techniques sont utilisées quand les autres méthodes d'excavation ne permettent pas de maintenir la stabilité de l'excavation :

- Injections de consolidation,
- Congélation,
- Drainage.

III-1-4- Les différents types de soutènement :**III-1-4-1- Soutènement en béton :****III-1-4-1-1-Béton projeté :**

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M).

La méthode du béton projeté est utilisée dans les roches meubles et dans les rochers. La condition primordiale à l'utilisation de cette méthode est toutefois une certaine auto-stabilité temporaire du terrain.

Le béton projeté présente l'avantage de constituer une peau continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices. Le confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain. Comme le boulonnage auquel il est souvent associé, il est également efficace dans le cas de grandes portées.

La projection peut se faire par voie sèche ou par voie humide. Dans le premier cas, le transport se fait de façon pneumatique et l'eau est ajoutée à la lance. Dans le deuxième cas, le mélange d'eau est réalisé au malaxeur, le transport se fait à la pompe et l'air est injecté à la lance pour assurer la projection. La voie humide permet de réduire les pertes par rebonds, mais son emploi est plus difficile si le travail n'est pas continu (nettoyage des canalisations). On incorpore généralement au mélange des adjuvants raidisseurs améliorant l'adhérence et le maintien en place du béton et quelquefois des raidisseurs (silicate de soude) permettant de projeter en présence d'eau.

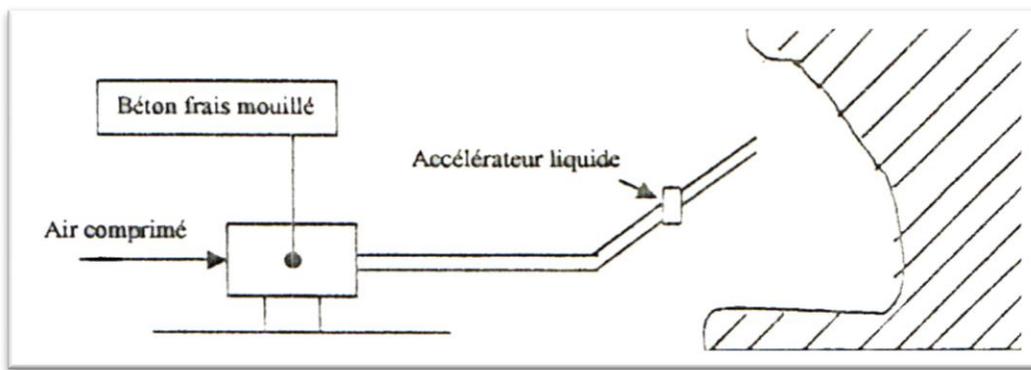


Figure III. 1. Projection par voie humide

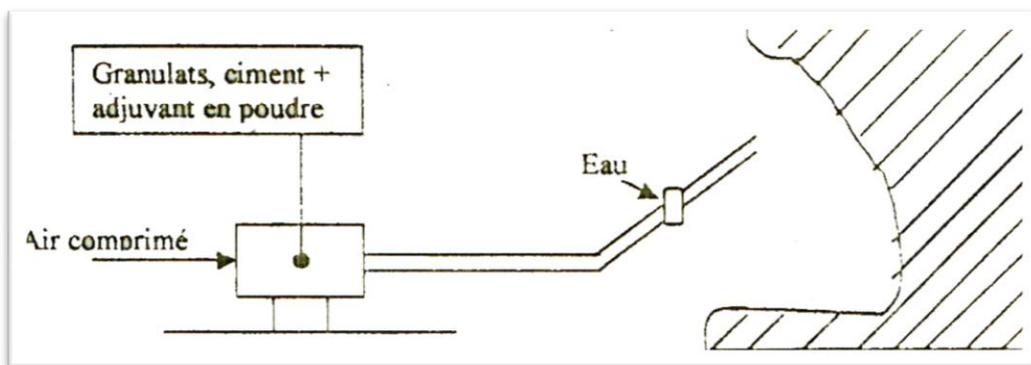


Figure III. 2. Projection par la voie sèche

III-1-4-1-2-Voussoirs en béton préfabriqué:

Ces voussoirs peuvent être mis en place à l'abri d'un bouclier ou directement à l'avancement (en général dans le cas de grandes ouvertures et de faible avancement). Des voussoirs particuliers (généralement en fonte) peuvent être utilisés au droit des réservations.

Il existe de nombreux types de voussoirs en béton que l'on peut classer en deux catégories principales :

— les voussoirs alvéolaires qui comportent des nervures longitudinales et transversales au travers desquelles il est possible d'enfiler des boulons qui permettent l'assemblage et la transmission de certains efforts de flexion d'un voussoir à l'autre.

Ces voussoirs, directement dérivés des voussoirs métalliques, présentent toutefois l'inconvénient, à inertie égale, d'un plus fort encombrement que les voussoirs pleins, donc nécessitent un volume d'excavation plus important ;

— les voussoirs pleins qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante et qui peuvent, par exemple, être articulés les uns sur les autres le long de leurs faces latérales courbes.

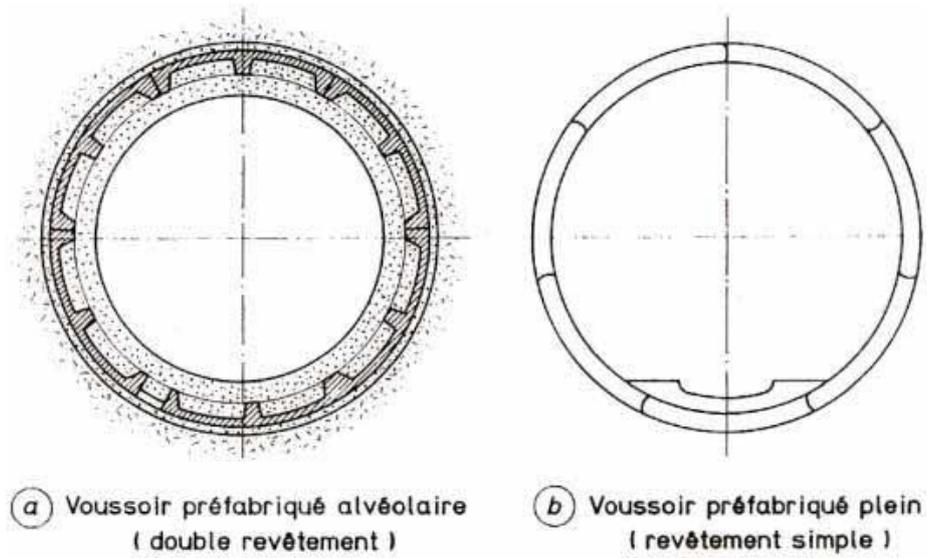


Figure III. 3. Schématisation des voussoirs en béton préfabriqué



Figure III. 4. Voussoirs en béton préfabriqué

III-1-4-2-Soutènement métallique :

III-1-4-2-1- Boulonnage:

Le boulonnage est une technique de soutènement qui s'est développée d'abord dans le secteur minier puis dans le génie civil. Cette technique a permis de faire des progrès considérables dans les travaux souterrains. Les fabricants ont développé différents types de boulons qui peuvent être classés en deux catégories principales :

- Les boulons à ancrage ponctuel mécanique,
- Les boulons à ancrages répartis non mis en tension (boulons scellés au coulis de ciment ou à la résine).

Boulons à ancrage ponctuel :

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur. Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage.

En contre partie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté.

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

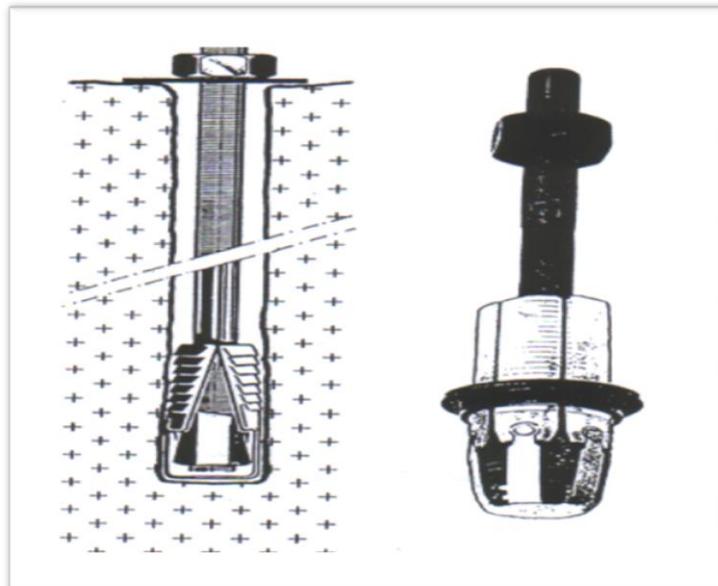


Figure III. 5. Boulon à ancrage ponctuel

Boulons à ancrage réparti :

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

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

Par contre, ils sont d'une mise en œuvre plus délicate que les boulons à ancrage ponctuel et leur emploi sont déconseillé (mortier) ou impossible (résine) si les venues d'eau sont abondantes. Enfin, leur délai d'action n'est pas instantané (quelques dizaines de minutes dans le cas des résines à plusieurs heures dans le cas du mortier).

Les boulons à la résine sont également déconseillés dans les roches à fissuration abondante et ouverte.

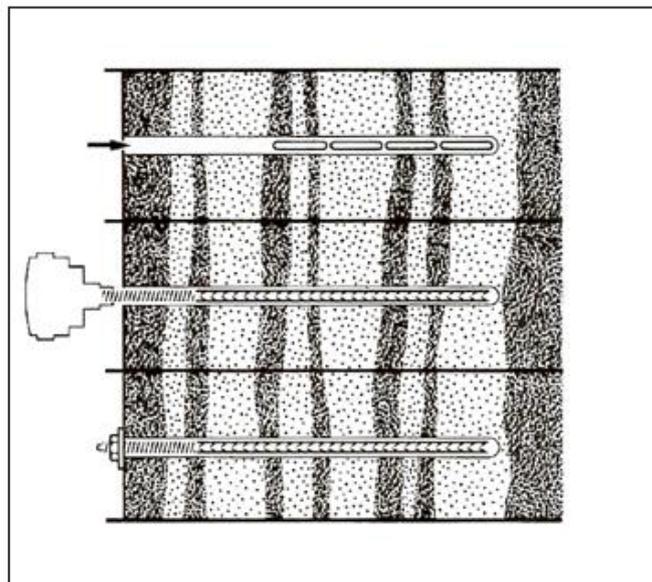


Figure III. 6. Boulonnage à ancrage reparti à la résine

Barres foncées dans le terrain :

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

III-1-4-2-2-Les cintres métalliques :

Le soutènement par cadres de bois a pratiquement disparu dans les travaux souterrains modernes à cause de leur encombrement, de leur mauvaise conservation en atmosphère humide et de la nécessité d'une main-d'œuvre très spécialisée.

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

Il s'agit d'une structure rigide de caractère discontinu, qui n'est pas liée de façon intangible au terrain.

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

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

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

III-1-4-2-2-1-Les cintres métalliques lourds :

Constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide, ils sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis. Les profils les plus fréquemment utilisés vont du H 140 au H 260. On peut aussi classer dans cette catégorie les cintres mobiles ou télescopables que l'on déplace au fur et à mesure de l'avancement du front.

- Profilé simples :

Ce sont des profilés courants de type IPN, IPE, HEA, HEB ou autres, ils peuvent être soit cintrés afin d'épouser la forme de la paroi, soit constitués d'une succession d'éléments droits suivant une ligne polygonale.

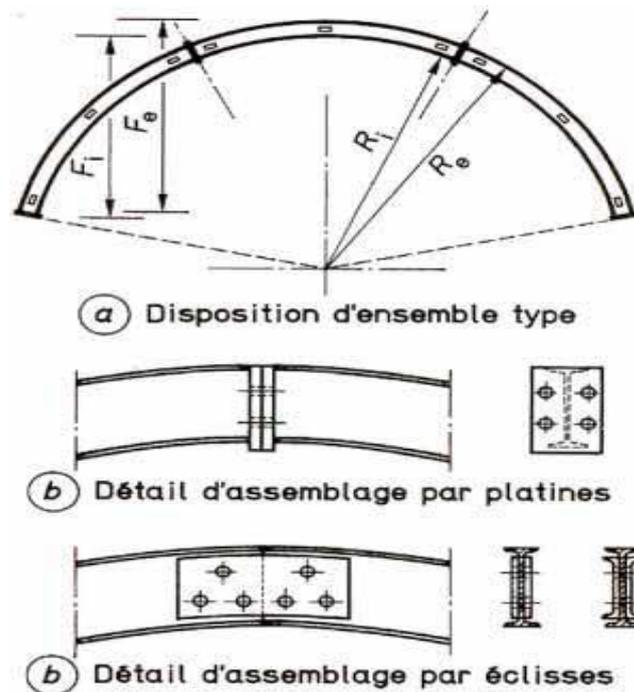


Figure III. 7. Cintres en profilés simple

- Les cintres à treillis :

Afin d'augmenter l'inertie du cintre nous pouvons faire appel aux profilés à treillis (Arcs à treillis), mais leur coût élevé fait qu'ils ne sont utilisés pour les tunnels de grandes sections.

- Les cintres télescopables :

Lorsque le chantier est organisé de telle sorte que le revêtement définitif en béton est exécuté au fur et à mesure du creusement à une distance à peu près constante du front d'attaque et lorsque la dépose et la récupération des cintres sont possibles avant bétonnage, il peut être économiquement intéressant d'utiliser des cintres, en nombre restreint afin de réduire au minimum le coût et le délai des opérations de pose et de dépose. C'est à cet objectif que répondent certains cintres dits télescopables.

III-1-4-2-2-2- Les cintres métalliques légers :

Les cintres métalliques légers et coulissants sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulissement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage. Lorsque les efforts sont importants, la convergence des parois n'est pas arrêtée mais seulement freinée. Lorsque cette condition est acceptable, ces cintres sont recommandés en raison de leur facilité d'emploi.

Ils peuvent être employés soit comme simples cintres de protection (contre la chute de blocs), soit comme cintres de soutènement.

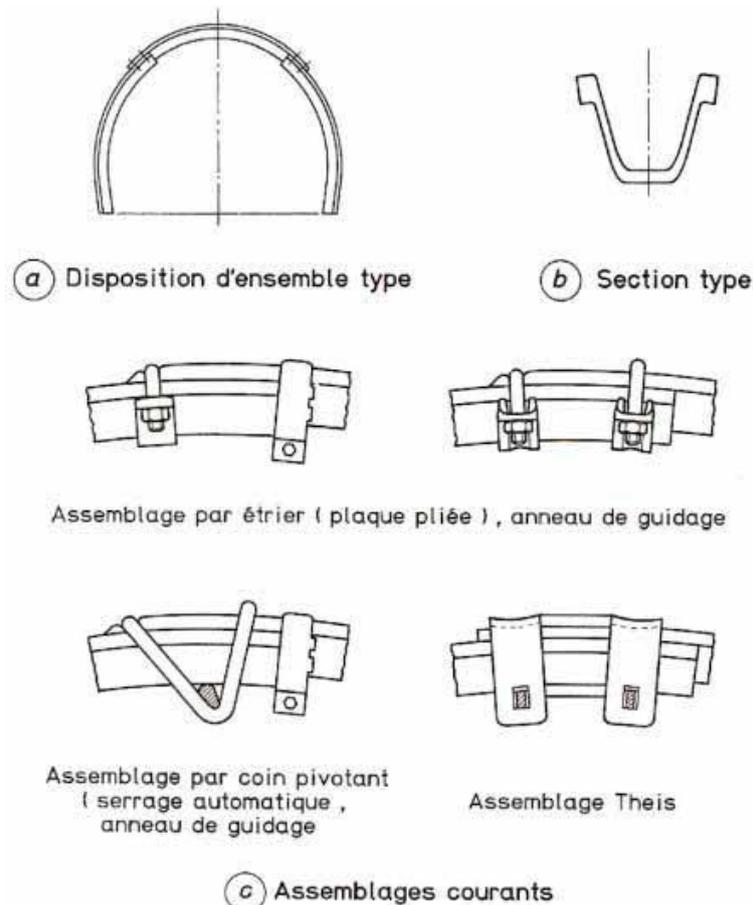


Figure III. 8. Les cintres coulissants

Dispositifs complémentaires du soutènement par cintre :

L'entretoisement des cintres a pour objet essentiel d'assurer la rigidité longitudinale du soutènement et de s'opposer au flambement des cintres. Généralement l'entretoisement est assuré par des barres stabilisées en acier rond recourbées à leur extrémité pour être logées dans des tubes verticaux soudés le long de l'âme des cintres.

On a recours parfois à des plaques de garnissage en tôles pliées perforées ou non, placées longitudinalement et reposant sur l'extrados des cintres. Leur largeur peut varier de 20 à 30 cm et leur longueur peut être choisie entre 1.30 à 3 mètres suivant l'espacement des cintres.

III-1-4-2-3- Autres dispositifs de soutènement métallique :

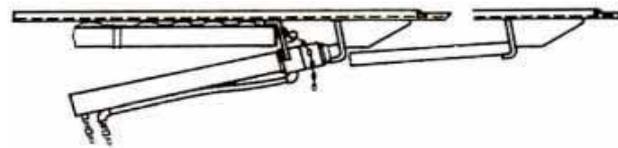
Blindage :

Les plaques de blindage sont mises, jointives ou non, entre les cintres et le terrain. Elles peuvent parfois être tenues par des boulons.

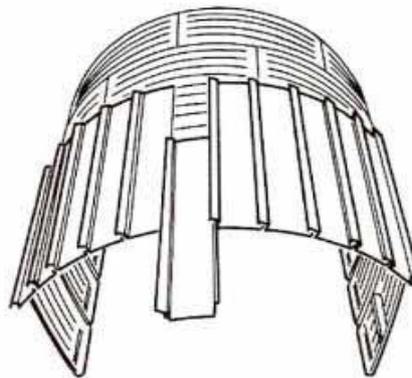
Elles peuvent également être liaisonnées entre elles, les cintres ne servant qu'à leur montage et sont ensuite retirés après remplissage entre-plaques et terrain.

Enfilage :

On appelle enfilage un dispositif de blindage que l'on enfonce dans le terrain le long du contour de l'ouvrage en avant du front pour assurer le soutènement avant même que l'excavation ne soit réalisée. L'enfilage est réservé aux terrains instables.



Coupe longitudinale



Vue d'ensemble

Figure III. 9. Enfilage métallique

III-1-4-3- Soutènement au front de taille :

La stabilisation des convergences peut suffire à assurer la stabilisation du front de taille et la sécurité des ouvriers mineurs y travaillant. Une simple couche de béton projeté suffit habituellement à maintenir les blocs qui pourraient se décrocher accidentellement du front.

Dans les mauvais terrains cependant, une extrusion trop importante peut entraîner un effondrement localisé ou, plus grave, un fontis (effondrement en forme de cloche pouvant remonter de proche en proche à la surface et provoquer de graves dégâts). Il convient dans ce cas de prévoir, selon l'état du terrain :

-
- Un soutènement du front de taille, le plus souvent assuré par un boulonnage longitudinal. Ces boulons sont en fibre de verre car ils résistent très bien en traction et peu en cisaillement (excavation possible),
 - Un présoutènement consistant à limiter le déconfinement en avant du front de taille, la voûte parapluie fait partie de cette catégorie.

III-1-5-Quelques techniques de traitement de terrain :

Injections :

Ce traitement consiste à faire pénétrer sous pression, dans les vides existants dans le sol (fissures ou espaces interstitiels) un produit liquide appelé coulis, de viscosité appropriée se rigidifiant après sa mise en place, entraînant une consolidation et une diminution de la perméabilité du terrain jusqu'à le rendre étanche. Il existe plusieurs types d'injection :

- Injection de remplissage :

Ces injections sont destinées à combler les vides situés à l'arrière du revêtement. Elles contribuent à réduire les causes d'altération du terrain, à favoriser une bonne répartition des efforts dans la voûte et à éviter le desserrage du massif.

- Injection de collage ou de serrage :

Elles sont exécutées après les injections de remplissage, pour parfaire la liaison du revêtement avec le terrain. Par rapport aux injections de remplissage, le coulis sera plus fluide et la pression d'injection plus élevée (suivant la résistance du revêtement).

- Injection de consolidation :

Pratiquée après les injections de remplissage et de collage, elles permettent d'améliorer les caractéristiques mécaniques du terrain.

La congélation :

La congélation du sol est, lorsque certaines conditions spécifiques se présentent, le meilleur moyen et ceci d'un point de vue tant technique qu'économique, de traiter un terrain.

Son utilisation se résume dans les terrains où la circulation de l'eau n'est pas trop importante. Les pertes frigorifiques étant alors trop élevées, rendent la constitution d'un mur homogène et continu du terrain gelé impossible.

La circulation d'un fluide réfrigérant, généralement de l'Azote à 196°C, abaisse la température autour des sondes enfoncées dans le sol. L'eau se transforme alors en solide de glace, et il y a formation d'une couche homogène et étanche.

Par ailleurs la congélation s'accompagne d'un phénomène de gonflement du terrain lors du gel, de l'ordre de plusieurs centimètres et la décongélation provoque un tassement qui peut engendrer une dégradation visible en surface.

Jet grouting :

Le procédé du jet grouting s'applique aux terrains difficilement injectables par les procédés classiques. Il correspond à un traitement de sol dans la masse par mise en œuvre sous haute pression d'un jet de coulis à base de ciment réalisant sur place un mélange sol-ciment. Le terrain est déstructuré par la pression du jet et devient un mélange sol-coulis aux caractéristiques mécaniques et dimensionnelles recherchées.

Le jet grouting fait appel, séparément ou en combinaison, à trois phénomènes physiques :

- Déstructuration du terrain par un jet à très grande vitesse,
- Extraction d'une partie du terrain jusqu'à la surface par les fluides de jetting,
- Incorporation d'un liant apporté par le coulis.

Techniques utilisées en présence d'eau :

Drainage :

Les tunnels sont fréquemment entourés d'eau. Pour éviter tout endommagement de l'ouvrage ou une venue d'eau dans le tunnel, l'eau est déviée à grands renforts de moyens techniques. Selon les conditions en présence, ceci se fait à l'aide de systèmes de drainage et/ou de pompes. Parmi les techniques de drainage :

- Rabattement de la nappe :

Pour pouvoir abaisser le niveau de la nappe en dessous du souterrain à construire, il faut que le sol soit suffisamment perméable. En outre, pour empêcher le phénomène du « renard » (affouillements), il doit exister, à une profondeur raisonnable sous le souterrain, une couche imperméable dans laquelle les parois latérales viennent se ficher. Cette couche peut éventuellement être réalisée artificiellement par des injections.

Dans certains cas, on peut même utiliser le procédé du béton immergé au fond de la fouille remplie d'eau.

Les méthodes de rabattement varient avec le coefficient de perméabilité du terrain :

- Des puits de grand diamètre distants de quelques mètres dans les terrains à forte perméabilité,
- Des pointes filtrantes de faible diamètre distant de 1 m, essorant le terrain par aspiration dans les terrains à faible perméabilité (sable fin, argiles),
- Des puits filtrants à pompe immergée distants de quelques mètres dans les terrains de perméabilité intermédiaire (sables moyens).

D'autres dispositions peuvent également être prises pour abaisser le niveau de la nappe, à titre provisoire ou définitif.

- Murs drainants :

Dans le cas de terrains de faible perméabilité (moins de $5 \cdot 10^{-6}$ m/sec), il arrive que le rabattement de la nappe par un grand nombre de puits filtrants soit insuffisant pour assécher le terrain. On a alors recours à une technique qui consiste à réaliser un mur drainant à l'intérieur du sol.

Ce procédé nécessite les opérations suivantes :

- Forage de puits jusqu'au niveau à assécher ;
- Descente de tubulures en forme de T dans les puits de rang impair et cela jusqu'au niveau supérieur de la nappe (les branches des tubulures sont dirigées vers les puits voisins) ;
- Injection d'eau dans la tubulure et aspiration dans les deux puits voisins (chasse le terrain entre les puits et le ramène à la surface) ;
- Dès que la communication entre les puits est établie, tout en maintenant l'injection d'eau et l'aspiration du terrain, on abaisse lentement la tubulure jusqu'au niveau à assécher (dans cette configuration, les parois sont maintenues par la pression de l'eau).

III-2-LE REVÈTEMENT:

III-2-1-Pose du revêtement :

Après la stabilisation des convergences, loin du front pour ne pas perturber le chantier et parfois même à la fin du creusement, on vient couler le revêtement définitif du tunnel. Il a une fonction de résistance, car il doit reprendre les efforts à long terme (fluage, gonflement, ...) et ceux dus à la perte éventuelle de résistance du soutènement (rouille, vieillissement,...). Il a également une fonction de protection de l'étanchéité, de support des structures internes (panneaux, ventilateurs...) et enfin esthétique puisque c'est lui que les futurs usagers verront de leur passage.

III-2-2- Règles de conception de revêtement :

Il existe plusieurs règles de conception du revêtement dont les principales sont :

- se rapprocher de la forme circulaire et adopter en tout point une géométrie qui ne concentre pas les efforts.
- le revêtement peut être en plein cintré ou composé d'une succession d'arcs de cercle, les points anguleux doivent être évités.
- assurer la continuité du contact entre le terrain encaissant et le revêtement, (ainsi ce contact augmente la capacité de transmission des efforts).

- dans le cas des roches évolutives, un radier contre-voûté doit être adopté pour contrecarrer la pression sur le radier. De plus, ce dernier a l'avantage de donner un meilleur raccordement avec les piédroits.
- pour optimiser les cadences du bétonnage, un décoffrage rapide est généralement recherché, cette disposition est compatible avec la condition de résistance du béton aux jeunes âges, soumis à des sollicitations faibles.
- les règles du décoffrage devraient théoriquement être déduites de la température de l'environnement, et du taux d'humidité, en générale le temps de décoffrage est le plus souvent, assujéti à une règle de résistance minimale.
- il est généralement recommandé en l'absence d'étanchéité à l'extrados, de respecter une longueur maximale de plot de béton n'excédant pas les huit mètres.
- le calcul de revêtement définitif se fera avec la méthode des réactions hyperstatiques, et comportera une partie dynamique. On retiendra ainsi les sollicitations obtenues du cas le plus défavorable pour le calcul de ferrailage.

III-2-3-Les différents types de revêtement:

III-2-3-1-Revêtement en béton coffré sans radier:

Dans tous les tunnels creusés de façon traditionnelle, un deuxième chantier suit l'excavation et la pose du soutènement : c'est le coffrage du revêtement. Il s'agit d'un coffrage "grimant" à l'horizontale, sur roues et pliable pour le faire avancer, qui est élaboré spécialement pour le tunnel en construction.

On réalise le bétonnage par plots successifs, chaque levée de bétonnage pouvant atteindre une dizaine de mètres. Cette longueur est pilotée par des choix économiques et par la fissuration due au retrait. Le revêtement ne travaille pratiquement pas en tension, essentiellement en flexion composée.

L'épaisseur d'un tunnel est de l'ordre d'une trentaine de centimètres minimum. il est largement surdimensionné au vu des faibles sollicitations qu'il devra subir à terme, mais pas au moment du décoffrage. La tenue au feu également un critère très important pour sa conception.

III-2-3-2-Revêtement en béton coffré avec radier contre-voûte :

Dans certaines circonstances cependant, les effets à long terme sont tellement importants (gonflement ou fluage) qu'il faut fermer le revêtement en réalisant un radier contre-voûte. Ce radier, souvent très ferrailé, agit véritablement comme une voûte de tunnel : il clave le profil et permet de circulariser la section pour bénéficier au maximum de l'effet de voûte.

III-2-3-3-Béton extrudé :

Le béton extrudé armé de fibres d'acier est utilisé pour réaliser en continu derrière le bouclier un anneau assurant le soutènement de l'excavation.

Cet anneau a ensuite été doublé par un anneau de revêtement intérieur. L'utilisation du béton extrudé pour réaliser directement un revêtement définitif étanche dans un tunnel n'apparaît pas actuellement comme une solution fiable et économique.

Il existe d'autres types de revêtement qui sont utilisés, au premier lieu, comme soutènement tels que ; les voussoirs préfabriquées.....

III-2-4-Pose de l'étanchéité :

Entre le soutènement et le revêtement définitif, on place un film synthétique en PVC qui assure l'étanchéité de l'ouvrage (étanchéité dite à l'extrados). Il convient donc de prévoir un réseau de drains et d'assainissement pour l'évacuation des eaux d'infiltration collectées par cette membrane protectrice.

III-2-5-Sécurité en cas d'incendie :

Les objectifs à atteindre en cas d'incendie sont les suivants :

- empêcher la propagation des fumées chaudes dans les zones où se trouvent des personnes ;
- permettre aux personnes à proximité du foyer d'être alimentées en air frais ou de pouvoir quitter la zone ;
- éviter que l'opacité soit trop forte au niveau de la chaussée pour permettre la progression des secours.
- Concevoir des tunnels à double tubes.

Ces conditions sont en général réalisables sans trop de difficultés lorsqu'il s'agit de ventilation transversale ou de ventilation longitudinale à circulation unidirectionnelle, à condition que le sens de circulation soit partout le même que celui du déplacement de l'air. C'est plus difficile lorsqu'il s'agit de tunnels bidirectionnels avec ventilation longitudinale ou semi-transversale avec retour de l'air vicié par le tunnel lui-même.

III-3- CONCLUSION :

On peut dire d'après ce qu'on a cité dans ce chapitre, que le choix de la méthode d'exécution revient à l'ingénieur qui doit prendre en considération plusieurs facteurs comme le type de terrain traversé, la forme et les dimensions de profil transversal du tunnel sans oublier l'aspect économique qui est très important .

CHAPITRE IV

LES CHARGES AGISSANTES ET LES METHODES USUELLES DE DIMENSIONNEMENT D'UN TUNNEL

IV-LES CHARGES AGISSANTES ET LES METHODES USUELLES DE DIMENSIONNEMENT D'UN TUNNEL [2]:

IV-1-LES CHARGES AGISSANTES SUR LES TUNNELS :

IV-1-1-Introduction :

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est à dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique.

Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, c'est à dire l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte étant supposé connu, par les méthodes de calcul de ces ouvrages souterrains.

Ainsi, vu la complexité du problème de détermination des actions agissant sur des ouvrages, certaines hypothèses simplificatrices ont été émises :

- Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope,
- La déformation est bidirectionnelle,
- Les actions extérieures considérées sont dues au poids des terres sus-jacentes.

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel.

IV-1-2- Les pressions souterraines :

Selon RABCEWICZ les causes de la poussée du souterrain peuvent être réparties dans les trois groupes suivants :

- Décompression de la masse rocheuse,
- Poids des masses du terrain situé au-dessus du tunnel, les effets tectoniques,
- Augmentation du volume du rocher, gonflement d'origine chimique ou physique.

Ces effets peuvent être à l'origine de trois sortes de poussées:

- Poussée de détente,
- Poussée géologique (réelle),
- Poussée de gonflement.

IV-1-2-1- Poussée de détente :

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression du sol.

En raison de l'affaissement de la calotte provoqué par la pression, la masse de roche située au-dessus de l'excavation marque une tendance à l'affaissement et si le haut de l'excavation est démunie de soutènement, ceci provoquera le détachement progressif d'un coin du rocher de la masse principale. Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des pieds droits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle α .

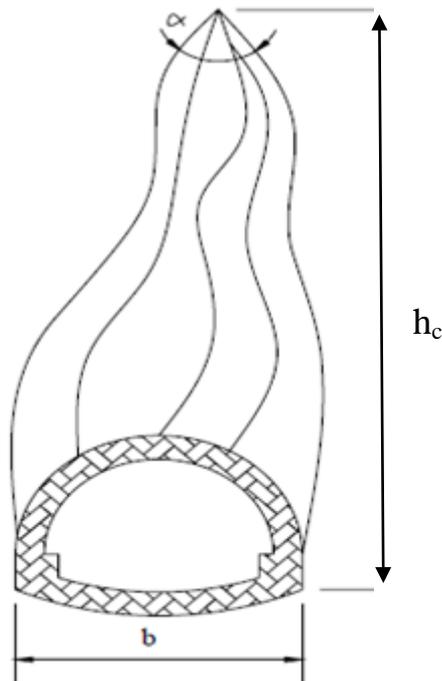


Figure IV.1. Processus d'affaissement du coin de voûte

La hauteur de l'ogive est donnée par la formule suivante:

$$h_c = \frac{h}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} \cong \frac{b}{2 \sin \varphi} \quad (4.1)$$

b : ouverture de l'excavation,

φ : Angle de frottement interne,

α : Angle au sommet du profil d'équilibre,

h : hauteur de couverture.

IV-1-2-2- Poussées géologiques:

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavations dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les pieds droits. Le processus de mouvement suscité par les travaux d'excavation débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des pieds droits.

La pression atteint le double de sa valeur initiale, si bien qu'elle finisse par dépasser la résistance à la compression simple de la roche. Les parois latérales commencent à flamber en diminuant leur résistance aux charges extérieures.

IV-1-2-3 -Poussées de gonflement :

Enfin c'est dans quelques roches argileuses ou délitées, que nous retrouverons sous certaines conditions, cette dernière forme de poussée souterraine.

Cette poussée peut être :

- Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume par apport d'eau. Ce phénomène correspondant à une augmentation de la teneur en eau, se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui se manifeste sur les parois de la cavité.
- Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates.

Après avoir exposé les diverses formes de pression souterraine, nous allons passer à l'étude des méthodes de calcul des pressions.

IV-2-LES METHODES USUELLES DE DIMENSIONNEMENT D'UN TUNNEL :

Il n'est pas possible de fixer des règles immuables pour choisir une méthode de dimensionnement dans chaque cas. Comme nous avons pu nous en apercevoir, aucune méthode ne peut rendre compte de la totalité des facteurs qui interviennent dans l'équilibre d'un ouvrage souterrain et de son revêtement. Suivant leur degré de complexité, elles sont capables de prendre en considération un plus ou moins grand nombre de paramètres. Les plus sophistiquées sont aussi celles dont l'utilisation est la plus onéreuse.

Certaines méthodes simplifiées, donc plus économiques, sont souvent admissibles, mais leur domaine d'utilisation est obligatoirement plus restreint puisqu'il faut que les simplifications ne concernent pas l'un des paramètres qui se trouve être prépondérant dans le cas étudié.

Dans cet esprit, il est possible de citer quelques méthodes.

IV-2-1- Approche empirique :

Il faut également mentionner l'existence de méthodes empiriques qui, basées sur le collationnement de résultats obtenus sur un nombre important de chantiers variés, permettent, en partant de paramètres simples, de définir un soutènement en principe approprié. Ces méthodes concernent généralement le seul soutènement provisoire.

Les paramètres choisis peuvent être globaux et tirés eux-mêmes d'une expérimentation *in situ* comme la durée de stabilité d'une excavation non soutenue. Ils peuvent aussi être plus détaillés et tirés d'essais ou de mesures de laboratoire (fracturation, résistance au cisaillement, contraintes, comportement hydraulique).

IV-2-1-1-Evaluation des pressions souterraines par les différentes méthodes empiriques:

IV-2-1-1-1-Evaluation des pressions verticales σ_v :

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant l'évidement. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain. Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur du tunnel. Dans ce cas on utilise des méthodes qui tiennent compte de l'influence de la profondeur. Par contre dans les terrains résistants, la zone de détente est indépendante de la profondeur de l'ouvrage. Dans ce cas on utilise des méthodes qui ne tiennent pas compte de la profondeur du tunnel.

Nous aborderons dans ce qui suit quatre de ces méthodes :

1. Théorie de BIERBAUMER :

BIERBAUMER admet que la masse du sol chargeant le profil est délimité par une parabole de hauteur $h = \alpha H_c$ et que le sol a tendance à glisser suivant un angle de $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ par rapport à l'horizontal.

La contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H_c \quad (4.2)$$

Avec :

H_c : Couverture du terrain

h: Hauteur de la parabole de charge

α : Coefficient de réduction

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{Si } H_c \text{ est faible } (H_c < 15\text{m}) \\ 1 - \frac{H_c t g^2 \left(\frac{\pi - \varphi}{4}\right)}{B} & \text{Si } 15\text{m} \leq H_c \leq 200\text{m}. \\ t g^4 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Si } H_c \text{ est très grand } (H_c > 200\text{m}) \end{cases}$$

$$B = \begin{cases} b + 2mtg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{section fer a cheval rectangulaire.} \\ 2 Rtg \left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4}\right) & \text{section circulaire} \end{cases}$$

B : rayon de la section circulaire de la parabole de charge.

Notons que la pratique n'a pas confirmé l'exactitude de la théorie de **BIERBAUMER** sauf pour les tunnels situés à une grande profondeur.

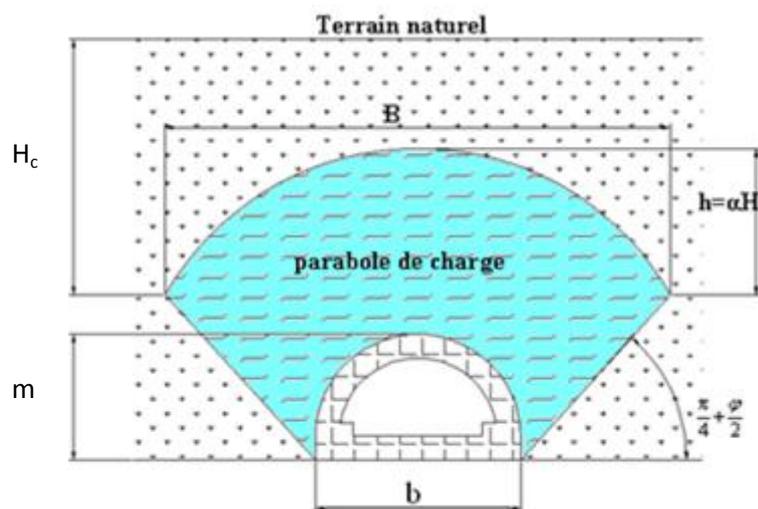


Figure IV.2. Poussée souterraine selon BIERBAUMER

3 Théorie de TERZAGHI :

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion, mais sa validité est étendue pour des terrains cohérents. Selon la théorie de TERZAGHI, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ agissant le long des plans de glissement.

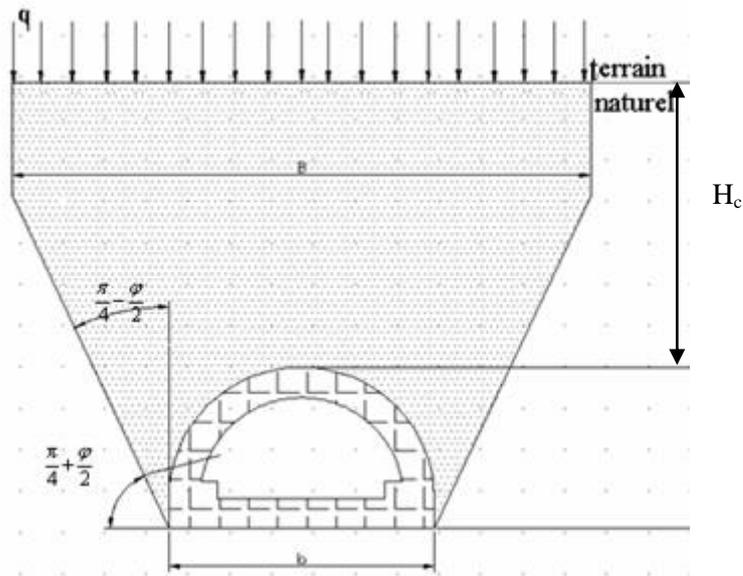


Figure IV. 3. Hypothèse de théorie de TERZAGHI

q : la surcharge en surface.

H_c : La couverture de terre.

m : la largeur de l'excavation.

b : la largeur de l'excavation.

Avec :

$$B = b + 2m \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (4.3)$$

La contrainte verticale est donnée :

$$\sigma_V = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \operatorname{tg} \varphi} \left[1 - e^{-\frac{2KH_c \operatorname{tg} \varphi}{B}} \right] + q e^{-\frac{2KH_c \operatorname{tg} \varphi}{B}} \quad (4.4)$$

C : cohésion du terrain.

q : surcharge

φ : angle de frottement interne.

K : Coefficient de poussée active généralement égal à 1.

4 Théorie des poids des terres :

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q \quad (4.5)$$

γ_i : Poids de la couche i ,

h_i : Hauteur de la couche i ,

q : surcharge.

Notons que cette méthode est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage.

Cependant, vu le coût exorbitant en devises fortes des ouvrages souterrains (tunnels), cette méthode verse dans le sens de la sécurité qui assure la pérennité des ouvrages

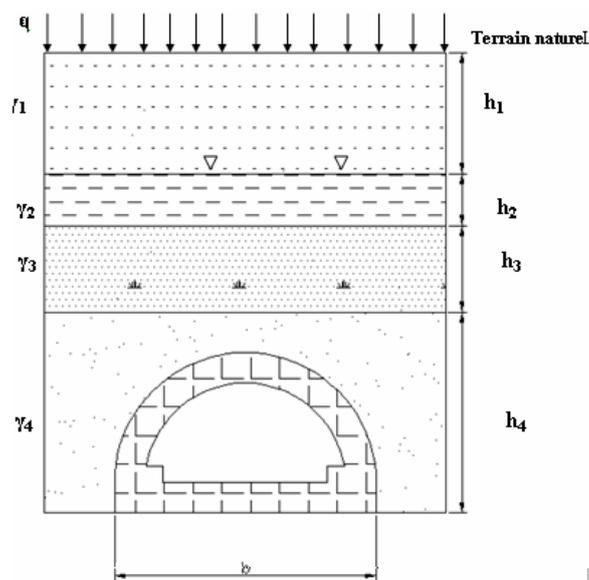


Figure IV.4. Théorie des poids des terres

5 Théorie de PROTODIAKONOV :

Selon PROTODIAKONOV la charge agissant sur la voûte de tunnel est aussi une parabole de hauteur h_p qui vaut :

$$h_p = \frac{B}{2f} \quad (4.6)$$

La contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_v = \gamma h_p \quad (4.7)$$

Tel que :

$$h_p = \frac{B}{2f}$$

$$B = b + 2m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

f: Coefficient de résistance en fonction des caractéristiques de terrain

$$f = \begin{cases} \operatorname{tg}\varphi & \text{Sol granuleux} \\ \operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma_c} & \text{Sol cohérent } (\sigma_c : \text{résistance à la compression}) \\ \frac{\sigma_K}{100} & \text{Sol rocheux } (\sigma_K : \text{résistance de dureté de la roche}) \end{cases}$$

La méthode de **PROTODIAKONOV** est satisfaisante pour les tunnels situés à une profondeur H_c tel que :

$$\frac{B}{2f} < H_c < \frac{B}{f}$$

La méthode de **PROTODIAKONOV** ne tient pas compte de l'influence de la profondeur, elle estime que le poids de la masse se trouvant en clé de voûte est diminué par l'effet de frottement, c'est-à-dire que ce n'est pas toute la hauteur de couverture qui agira en charge.

La théorie de **TERZAGHI** quant à elle tient compte de l'influence de la profondeur et ceci en prenant toute la hauteur de la couverture et ses caractéristiques.

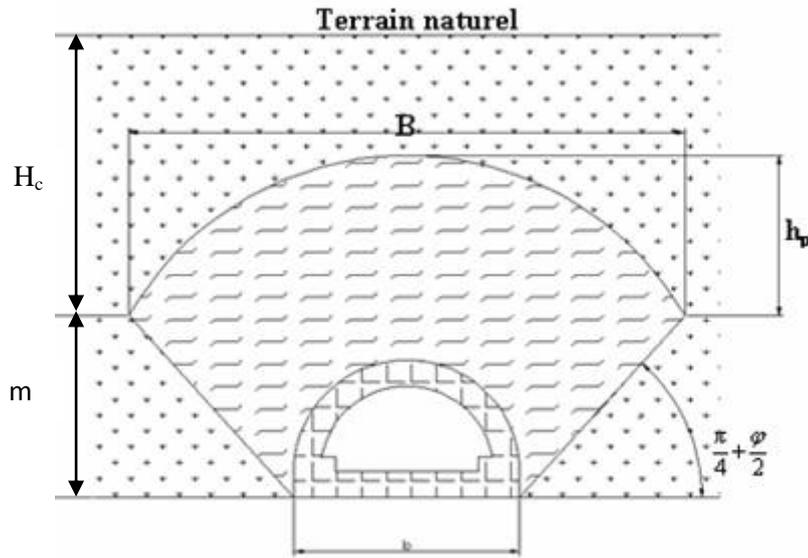


Figure IV. 5. Théorie de PROTODIAKONOV

IV-2-1-1-2-Evaluation de la pression horizontale σ_h :

1- La théorie de COULOMB-RANKINE :

Ces deux chercheurs admettent que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes :

Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = K_a \sigma_v, \text{ A court terme, (c'est le cas d'un soutènement provisoire).} \tag{4.8}$$

$$\sigma_{h2} = K_0 \sigma_v, \text{ A long terme, (c'est le cas d'un revêtement définitif).} \tag{4.9}$$

Avec σ_v : Contrainte verticale de **TERZAGHI**.

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right), \text{ coefficient de poussée active.} \tag{4.10}$$

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) X_1 X_2 X_3 \dots \dots \dots \text{coefficient de terre en repos.} \tag{4.11}$$

Où

X_1 : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain.

X_2 : Coefficient d'influence de la genèse du terrain.

X_3 : Coefficient rhéologique.

Les coefficients d'influence dépendent du type de terrain, le tableau ci-dessous exprime les valeurs de coefficients :

Tableau IV.1. Les coefficients d'influence

Nature du terrain	X1	X2	X3
Remblai	1.00	1.00	1.00
Argile	0.70	1.00	0.50
Sable	1.00	1.00	1.00
Marne	0.70	1.00	0.70

Au niveau du radier :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \tag{4.12}$$

Tel que :

$$\sigma_{h2} = mytg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \tag{4.13}$$

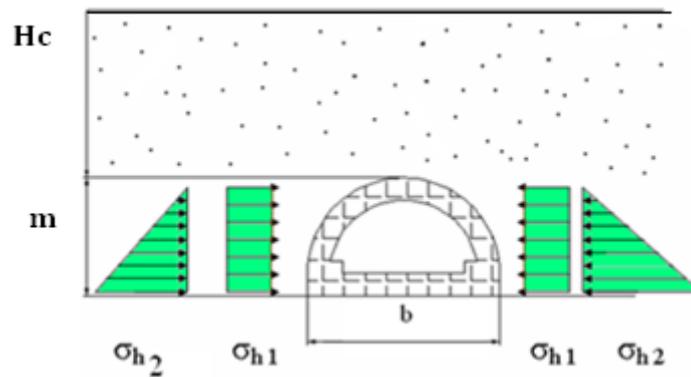


Figure IV. 6. Théorie de COULOMB-RANKINE

2- Théorie de TERZAGHI :

Selon **TERZAGHI** la pression latérale peut être calculée approximativement par la formule:

$$\sigma_h = \begin{cases} 0.3\gamma(0.5m + h_p) \\ \gamma H_c \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \\ \sigma_v \frac{v}{1+v} \end{cases} \quad (4.14)$$

h_p : étant la hauteur du noyau de détente.

v : Coefficient de poisson

3- L'expérience SOVIETIQUE :

Cette dernière, considère la poussée latérale comme étant une charge trapézoïdale limitée par deux valeurs extrêmes situées au niveau de la calotte et du radier.

La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_p \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4.15)$$

La poussée latérale au niveau du radier est :

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_p + m) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4.16)$$

Avec :

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} \quad (4.17)$$

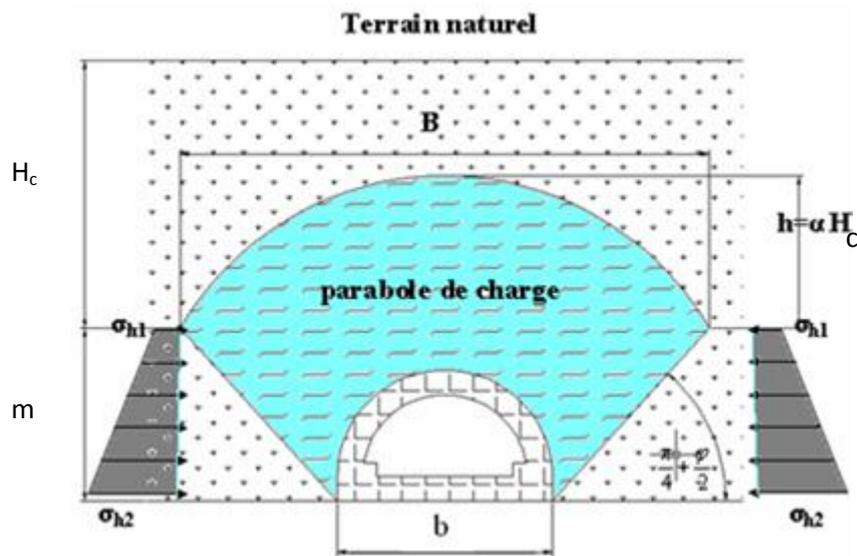


Figure IV.7. Expérience SOVIETIQUE

4- Théorie de PROTODIAKONOV :

Pour la théorie de PROTODIAKONOV la pression latérale agissant sur une paroi de hauteur m et de largeur b est :

$$\sigma_h = \gamma m \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[\frac{2}{3 \operatorname{tg} \varphi} b + m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{m}{2} \right] \quad (4.18)$$

IV-2-1-2- Evaluation de la pression agissant au niveau du radier :

La poussée géologique et de gonflement se manifeste aussi bien au radier qu'aux pieds droits. Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains inconsistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous radier.

Si les contraintes géostatiques ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décompressée peut intéresser un grand volume et entraîner le fluage du terrain de bas en haut vers l'intérieur de la galerie. Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. Nous en exposerons deux des plus importantes méthodes à savoir celle donnée par TSIMBARIÉVITCH et celle donnée par TERZAGHI.

1- Théorie de TSIMBARIÉVITCH :

Une approche au problème a été donnée par TSIMBARIÉVITCH en prenant en considération la butée qui s'exerce sous le niveau du radier de part et d'autre des plans verticaux tangents aux pieds droits du tunnel.

La résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera :

$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma Z}{2} (Z + 2H) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma Z^2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4.22)$$

Tel que :

$$E_a = \frac{e_a + e_p}{2} Z \dots \dots \dots \text{trapèze} \quad (4.23)$$

$$E_p = \frac{e_p Z}{2} \dots \dots \dots \text{triangle} \quad (4.24)$$

La résultante E peut être décomposée en deux composantes T et S, avec

$$T = E \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4.25)$$

$$S = E \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4.26)$$

La force aura tendance à déplacer le terrain, tandis que la composante normale de l'effort de frottement agira dans le sens contraire, cet effort s'opposant à T sera T_0 :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4.27)$$

La résultante T_0 exerce son action dans l'axe central et elle est verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q soit par une forme en clé de voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur Y calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{Z}{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (4.28)$$

Ainsi la contrainte provoquée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \quad (4.29)$$

D'où :

$$\sigma = \frac{T_0}{Z} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4.30)$$

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer :

$$\sigma \leq \frac{4C}{1 - \sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi \quad (4.31)$$

2- Méthode de TERZAGHI :

Selon TERZAGHI l'expérience a démontré que l'ordre de grandeur de la pression au niveau du radier est approximativement la moitié de la pression à la calotte, la poussée latérale est à peu près au niveau de cette valeur.

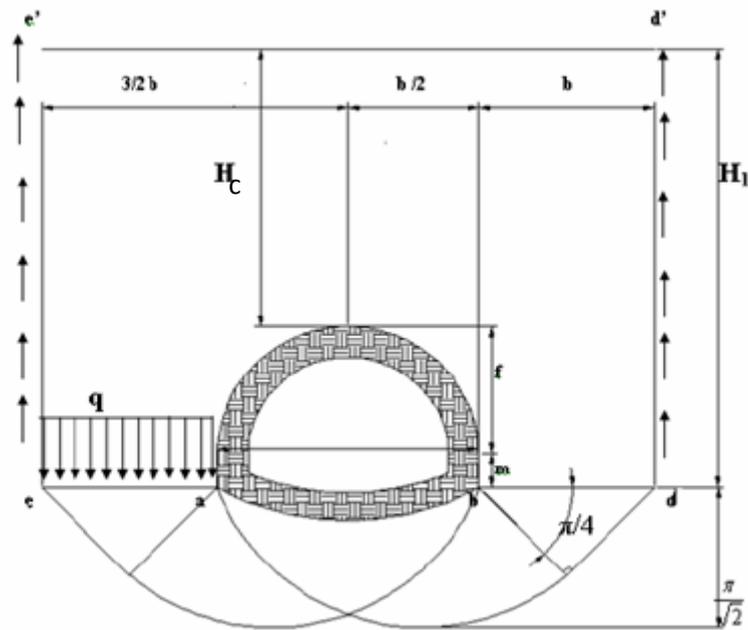


Figure IV. 9. poussées au niveau de radier selon TERZAGHI

Pour un terrain à cohésion parfaite où $C \neq 0$ et $\varphi = 0$, l'effort agissant sur le plan ((ae) dans la figure ci-dessus) vaut :

$$Q_0 = \left[\frac{b\gamma}{2} \right] \left[3H_1 - m - \frac{2f}{3} \right] - H_1 C \tag{4.32}$$

La résultante d'une bande de terrain de largeur $ea=b$ est :

$$Q = P_{\max} b = (2 + \pi)Cb \tag{4.33}$$

La sécurité sera donc exprimée par le rapport suivant :

$$n = \frac{Q}{Q_0} = \frac{2C(2+\pi)}{\gamma \left[H_1 \left(3 - \frac{2C}{\gamma b} \right) - \frac{2f}{3} - m \right]} \geq 1.3 \text{ a } 1.5 \tag{4.34}$$

Pour un terrain granuleux sans cohésion où $C = 0$ et $\varphi \neq 0$, la résistance au cisaillement agissant le long des plans de glissement verticaux sera égale à :

$$Q_0 = \left(A + \frac{b}{2} \right) H_1 \gamma - \frac{bm\gamma}{2} - \frac{bf\gamma}{3} - \frac{\gamma}{2} H_1^2 \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \text{tg}\varphi \tag{4.35}$$

Avec :

$$A = H_1 \text{tg}\varphi \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{b}{H_1} \left(H_1 - m - \frac{2f}{3} \right) > 0 \dots \dots \dots \text{(Largeur de la zone ae)} \tag{4.36}$$

La charge de rupture exprimant la résistance de terrain pour le cas de $C=0$ s'écrit sous la forme suivante :

$$Q = A^2 \gamma n_0 \quad (4.37)$$

Où n_0 est le coefficient de résistance empêchant le glissement de terrain qui en fonction de φ , peut être tiré du tableau suivant :

Tableau IV.2. Coefficient de résistance n_0 en fonction de φ

φ^0	0^0	10^0	20^0	25^0	30^0	35^0	40^0	44^0	48^0
n_0	0	1	5	10	20	40	140	260	780

NB : Si $A = 0$, la sécurité vis-à-vis du glissement du radier sera inexistante, il faudra donc prendre le soin de mettre en place un étayage une charge d'équilibre appropriée.

IV-2-1-3-Evaluation de la pression hydrostatique :

Lorsque le revêtement d'un ouvrage est plus imperméable que le terrain considéré, la pression hydrostatique est calculée généralement le long de la ligne moyenne du revêtement. Il est souvent commode de décomposer ces poussées en deux termes :

- Une pression uniforme sur le pourtour du tunnel égale à la pression qui s'exerce au sommet de la voûte et n'engendre qu'un effort normal de compression,
- Une pression triangulaire proportionnelle à la profondeur du point considéré par rapport à la voûte qui engendre des efforts normaux ainsi que des efforts de flexion.

IV-2-1-4-Charges et surcharges utiles :

1. Les charges intérieures :

Les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant à l'intérieur d'un tunnel sont en général négligeables par rapport aux poussées des terrains. C'est la raison pour laquelle, à l'exception d'ouvrages soumis à de fortes pressions intérieures (comme les galeries d'eau sous pression, réservoir de gaz souterrain) les charges intérieures ne sont habituellement pas prises en considération, et cela d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire à celui des charges extérieures.

NB : Du point de vue de la sécurité du dimensionnement c'est donc l'ouvrage vide qui représente l'état dangereux.

IV-2-2-Les méthodes d'analyse et de calcul :

On peut distinguer les méthodes de calcul suivantes :

IV-2-2-1-Méthode des actions et des réactions (ou des réactions hyperstatiques) :

Dans ces méthodes, on étudie le comportement du revêtement sous l'action des charges extérieures. On distingue des charges dites « actives », qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (poids mort, charges et surcharges intérieures et extérieures, actions du terrain encaissant), et des charges dites « passives », qui sont des réactions hyperstatiques du terrain dépendant de sa déformation.

On détermine ces réactions hyperstatiques en écrivant que les déformations du terrain auxquelles elles correspondent sont égales aux déformations du revêtement sous l'effet de l'ensemble des charges actives et passives.

Les déformations du revêtement sont calculées par les méthodes classiques de la résistance des matériaux, en l'assimilant à un portique, un arc, une coque ou une structure à barres.

Les déformations du terrain sont estimées à partir de la notion schématique du module de réaction, c'est-à-dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction de la déformation en ce point et lui est proportionnelle.

Le coefficient k de proportionnalité dépend des caractéristiques du terrain, du rayon moyen de l'excavation (ou mieux de la surface sur laquelle agissent les charges passives) et de sa forme.

C'est le module de réaction, $K = \frac{E}{(1+\nu)R}$ (4.38)

Les calculs correspondants ont donné lieu à de nombreux programmes numériques mais, dans les cas simples, une approche analytique est possible.

On peut, avec la plupart des programmes numériques existants, traiter le problème sous son aspect le plus général, c'est-à-dire que l'on peut introduire :

- La forme exacte de la galerie (le revêtement est introduit sous forme d'une structure à barres) ;
- Les charges actives calculées, sous forme de charges concentrées aux nœuds de la structure ;
- La réaction du terrain, sous forme de ressorts (généralement horizontaux et verticaux, agissant en chacun des nœuds et affectés de coefficients de raideur tenant compte du module de réaction du terrain et de la surface de contact correspondant à chaque nœud.

Il faut veiller également à introduire la condition selon laquelle la raideur des ressorts est nulle lorsque les déformations ont pour effet d'éloigner le revêtement du terrain.

Il faut également vérifier que l'inclinaison de la résultante de toutes les forces en un nœud n'est pas, par rapport à la direction radiale, supérieure à l'angle de frottement revêtement/terrain. Si ce n'est pas le cas, on doit reprendre le calcul en réduisant les forces passives jusqu'à ce que cette condition soit vérifiée. Le coefficient de frottement à prendre en compte dépend de l'état des surfaces. Il est prudent de prendre une valeur nettement inférieure (50 %) au coefficient de frottement interne du terrain dans le cas des sols.

Pour obtenir rapidement un ordre de grandeur du dimensionnement, on utilise quelquefois des méthodes simplifiées qui, basées sur le même principe, donnent, par des abaques ou des tableaux, les efforts dans le revêtement en fonction de quelques paramètres simples. L'inconvénient de ces méthodes consiste en ceci que l'on ne connaît pas toujours avec précision les hypothèses simplificatrices introduites. Elles se rapportent toutes à des sections de galeries circulaires et varient entre elles par la nature des charges actives introduites (composantes radiales seulement pour certaines) et surtout par la nature du contact terrain/revêtement (frottement nul dans la plupart des cas). On conçoit que les résultats varient très largement d'une méthode à l'autre.

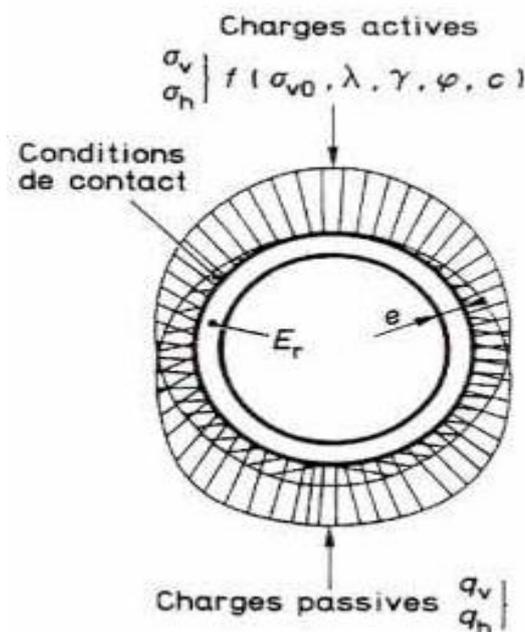


Figure IV. 10. Méthode hyperstatique

IV-2-2-2-Méthode du solide composite :

Dans ce type de méthodes, on utilise un modèle mathématique dans lequel le terrain et le revêtement de l'ouvrage, considérés comme constituant ensemble un solide composite, avec des comportements mécaniques différents, sont représentés par des mailles (ou des volumes) élémentaires liés les uns aux autres en fonction de lois qui traduisent ce comportement.

On fait l'hypothèse que les déformations aux frontières du modèle sont nulles, mais cette hypothèse n'est pas pénalisante si le modèle est assez étendu. La méthode la plus courante utilisée est celle des éléments finis.

Les différences entre plusieurs programmes de ce type peuvent porter sur :

- le type de méthode (éléments finis, différences finies, équivalences);
- la finesse du découpage ;
- l'étendue du modèle étudié ;
- le type de matrice (rigidité ou flexibilité) caractérisant les éléments ;
- l'étude en section plane ou en tridimensionnel ;
- la possibilité d'introduire des équations constitutives des matériaux (lois de comportement) différentes de l'élasticité linéaire ;
- la possibilité de tenir compte des anisotropies du milieu ;
- la possibilité de tenir compte des discontinuités du milieu et de la surface de contact entre le terrain et le revêtement.

IV-2-2-3-La méthode convergence-confinement [3]:

Cette méthode peut fournir des résultats de pré-dimensionnement intéressants, en tenant compte d'un comportement élasto-plastique du terrain. La principale difficulté réside dans l'estimation de l'allure de l'évolution du déconfinement, qui se révèle être un paramètre à la fois très important, mais difficile à estimer.

Dans notre étude on s'intéresse à cette méthode (convergence-confinement), en utilisant comme approche numérique la M.E.F. pour les tunnels à moyenne profondeur et la technique de couplage entre la M.E.F. et la M.E.I. pour les tunnels à grande profondeur

IV-2-3- Convergence et confinement :

La méthode s'intéresse au dimensionnement des tunnels soutenus. Pour une géométrie et un phasage de creusement de pose du soutènement donné, les calculs de soutènement consistent notamment à déterminer l'effort de poussée du massif sur le revêtement à l'équilibre.

De façon générale, le problème du tunnel soutenu a deux particularités importantes : il est essentiellement tridimensionnel, à proximité du front de taille les champs de déplacement et de contrainte sont complexes ; d'autre part, c'est un problème couplé, car il s'agit d'étudier l'interaction entre le soutènement d'une part et le massif percé du tunnel d'autre part. L'application de concepts simples empruntés à la méthode de convergence-confinement permet de découpler le problème et de l'étudier en condition de déformations planes.

IV-2-3-1-Les hypothèses de la méthode :

La méthode a été développée dans le cas d'un tunnel profond de section circulaire, creusé dans un massif dont le comportement est homogène et isotrope, soumis au champ de contrainte géostatique.

Le creusement est considéré à grande profondeur de sorte que l'on peut négliger le gradient de la pesanteur. Enfin, le soutènement du tunnel, posé à une distance constante du front de taille, est également considéré comme ayant un comportement homogène et isotrope. Avec ces hypothèses, le problème admet une symétrie cylindrique, ou axisymétrique. Une autre symétrie, fort utile à la simplification de l'étude est souvent constatée : le problème est à déformation plane si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

- Le front de taille est loin de la section étudiée ;
- La vitesse d'avancement V du front et du soutènement est constante (condition nécessaire seulement si les lois de comportement dépendent du temps, comme la viscoplasticité).

En ce cas, le champ de déplacement est uniquement radial et les grandeurs mécaniques ne dépendent que du temps t et de la distance r du point à l'axe du tunnel. Lors des phases de creusement et de pose du soutènement, le problème est tridimensionnel (axisymétrique avec les hypothèses posées) : la poussée P_i du massif sur le revêtement dépend de la distance x de la section d'étude au front. Cette interaction peut être traitée par la méthode numérique d'activation/désactivation des éléments, développée par BERNAUD-ROUSSET.

IV-2-3-2-Les principes généraux de la méthode convergence-confinement :

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope P . Le déplacement radial u des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul. Pour modéliser l'excavation de la galerie, nous supposons d'abord la cavité remplie d'un liquide à une pression P_i correspondant à l'état initial isotrope P .

Comportement du massif :

En diminuant la pression P_i , on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif. Cette pression P_i est diminuée depuis la valeur P jusqu'à la pression nulle. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe de pression déplacement est linéaire du point A au point B. Dans un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau du massif est atteint sur les parois de la cavité, une zone décomprimée apparaît autour du tunnel. Elle s'étend vers l'intérieur du massif au fur et à mesure que la pression P_i décroît. La courbe est appelée courbe caractéristique du massif excavé.

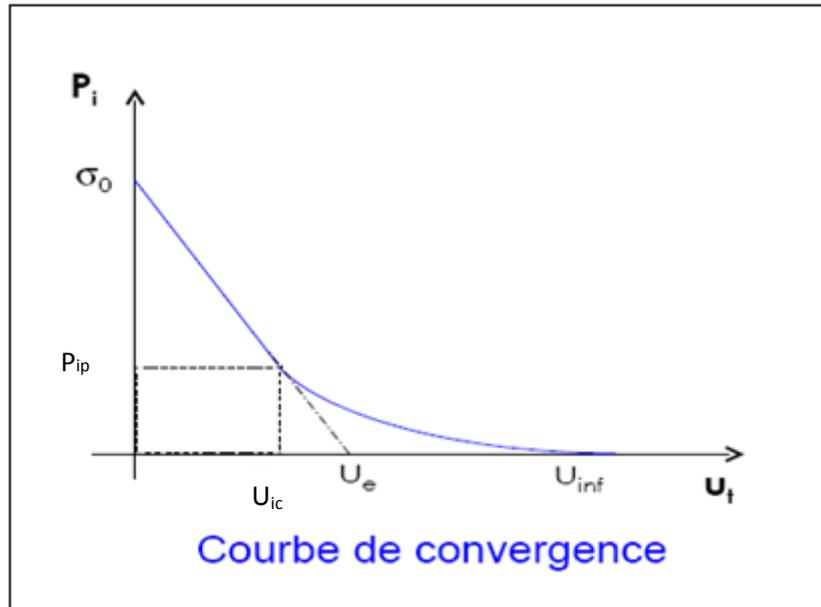


Figure IV.11. Déchargement du terrain

Comportement du soutènement :

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure P_i qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur u_{s0} pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

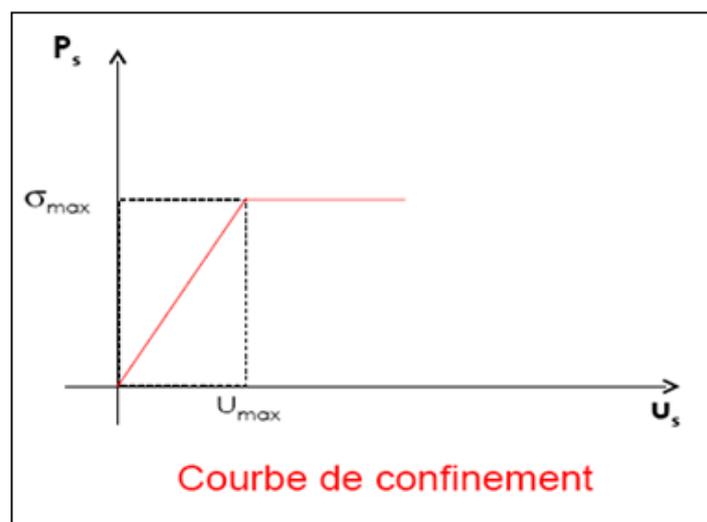


Figure IV.12. Chargement de soutènement

L'équilibre final :

Qui permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenu en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique. Le point d'intersection D définit alors le point d'équilibre.

IV-2-3-3- Principes de calcul :**Etape n°1: Courbe caractéristique du massif :**

Le calcul est fait d'abord pour la phase élastique, à partir de $\lambda = 0$ ($\sigma_R = \sigma_0$). Quand le taux de déconfinement dépasse la frontière élastique, puis dans la phase élastoplastique jusqu'à $\lambda=1$. Au début du calcul, les paramètres caractéristiques de la courbe de terrain suivants sont calculés :

Rc : la résistance en compression simple du terrain

$$R_c = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.39)$$

C : cohésion.

φ : angle de frottement.

k_p : coefficient de butée

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Si $\sigma_0 < \frac{R_c}{2}$ le creusement n'entraîne que des déformations élastiques ;

La courbe caractéristique du terrain est une droite qui recoupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse :

$$u_e = \frac{1 + \nu}{E} R \sigma_0 \quad (4.40)$$

E : module de Young,

ν : coefficient de poisson,

R : rayon de l'excavation,

σ_0 : contrainte initiale du massif.

Si $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$ c'est le cas qui représente la fin de l'élasticité ;

la pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture s'exprime par l'expression suivante :

$$P_a = \sigma_0 (1 - \sin\varphi) - C \cdot \cos\varphi = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2}\right) (1 - \sin\varphi) \quad (4.41)$$

Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture vaut :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{1}{k_p + 1} \left(k_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_0}\right) \quad (4.42)$$

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture vaut : $u_a = \lambda_a \cdot u_e$
Lorsque les caractéristiques du terrain évoluent avec le temps, on trace deux courbes enveloppes, l'une avec les caractéristiques à court terme du terrain, l'autre avec les caractéristiques à long terme.

Etape n°2 : Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement :

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique de soutènement, elle est généralement plus du tiers du déplacement élastique à $P=0$:

$$u_{s0} > 0.256u_e \quad (4.43)$$

Etape n° 3 : Courbe caractéristique du soutènement :

Pour réaliser cette courbe il faut déterminer la raideur du soutènement (K_b) choisi et la pression maximale de soutènement (" P_b max" état limite admissible ou état limite de rupture), puis tracer la courbe.

Dans le cas d'un revêtement cylindrique mince de module E_b et d'épaisseur e :

$$K_s = E_b \frac{e}{R} \quad (4.44)$$

$$P_{bmax} = \sigma_{bmax} \frac{e}{R} \quad (4.45)$$

σ_{bmax} : La contrainte limite admissible du béton.

Etape n°4 : Equilibre final :

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de la courbe caractéristique du soutènement donne le produit le point d'équilibre. Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (dimension et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimension et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front de taille à la quelle ils sont mis en place) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables.

IV-2-3-4-Principe de calcul de taux de déconfinement à la mise en place du soutènement:

Principe du calcul : à partir des caractéristiques du terrain, des caractéristiques du soutènement et de la longueur des volées (distance non soutenue d), on peut déterminer le déplacement du terrain à la pose du soutènement u_{s0} et le taux de déconfinement λ_d lui correspondant par cinq méthodes :

- Similitude de CORBETTA,
- Similitude de PANET,
- les Méthodes implicites présentées par M. PANET, selon la formulation présentée par BERNAUD - ROUSSET, et NGUYEN MINH – GUO : selon la formulation présentée dans les recommandations A.F.T.E.S.

Principe de la similitude (formulation de CORBETTA) :**Hypothèses :**

- Comportement élastoplastique ($N_s = 2\left(\frac{\sigma_0}{\sigma_c}\right) < 5$)

Principe :

Le profil de convergence radiale relative $\frac{u_R}{R}$ en fonction de la distance d au front de taille dans le cas élastoplastique peut être déduit du seul profil élastique à partir d'une transformation géométrique simple (homothétie): $u_o/R = \chi.f(d/\chi)$.

La plasticité se traduit par une augmentation fictive du rayon de la galerie, dans le même milieu élastique (notion de rayon équivalent). Il y a similitude de la déformation de la galerie par rapport à sa déformée fictive élastique.

Formulation :

χ = rapport d'homothétie = rapport des valeurs u_o/R en paroi, respectivement plastique et élastique pour une section très éloignée du front

$$\chi = u_R (\text{à } \lambda = 1) / u_{R0}$$

Avec :

u_{R0} = intersection de la droite élastique et de l'axe u_R ,

$d = \frac{d_2}{R}$ (d_2 = distance non soutenue = longueur de volée).

Dans le cas élastique (déterminé par calage sur un modèle éléments finis axisymétrique) :

$$\frac{u_{s0}}{R} = \chi \frac{u_{Re}}{R} \left[0,29 + 0,71 \left(1 - e^{-1,5 \left(\frac{d}{\chi} \right)^{0,7}} \right) \right] \quad (4.46)$$

Dans le cas élastoplastique ($u_o/R = \chi.f(d/\chi)$) :

$$\frac{u_{s0}}{R} = \chi \frac{u_{Re}}{R} \left[0,29 + 0,71 \left(1 - e^{-1,5 \left(\frac{d}{\chi} \right)^{0,7}} \right) \right] \quad (4.47)$$

Principe de la similitude (formulation de PANET) :

Hypothèses :

- Comportement élastoplastique ($Ns = 2\sigma_o/\sigma_c < 5$),
- Rigidité du soutènement non pris en compte.

Principe et formulation :

Le principe est identique à la méthode précédente, mais avec une formulation légèrement différente.

- Déplacement radial u_d (ou u_{s0}) à la distance d du front de taille :

$$u_d = u_0 + a_d (u_\infty - u_0) \quad (4.48)$$

Avec

u_0 = déplacement radial au front de taille,

u_∞ = déplacement radial à l'équilibre pour le tunnel soutenu,

a_d = fonction de forme,

$$a_d = 1 - \left[\frac{m.R}{m.R + \xi.d} \right]^2$$

$$\xi = \frac{\sigma_0 R}{2G u_0} = \frac{1}{\chi}$$

G : module de cisaillement.

D'où :

$$u_{s0} = \frac{1}{\xi} [\alpha_0 + (1 - \alpha_0) \cdot a_d] \frac{\sigma_0 R}{2G}$$

Avec $\alpha_0=0.25$ et $m=0.75$ (facteur de forme à choisir).

Le taux de déconfinement est donné par formule suivante:

$$\lambda(d) = 0,25 + 0,75 \left[1 + \left(\frac{0,75R}{0,75R+d} \right)^2 \right] \quad (4.49)$$

De manière approximative, pour un pas d'avancement du tunnel faible, la distance non soutenue peut être prise égale à la valeur moyenne :

$$d = \frac{d_1+d_2}{2} \quad (4.50)$$

Avec :

d_1 et d_2 sont définies après la figure suivante (selon M. PANET).

Si l'on considère un cycle classique de creusement séquentiel en pleine section comprenant deux phases (une première phase d'abattage sur une longueur p , suivie d'une phase de mise en place du soutènement sur une longueur égale) :

- En début et en fin de cycle, la distance non soutenue est appelée d_1 : distance entre le front et l'extrémité du soutènement mis en place (environ 0.3 à 0.5 m pour des cintres),
- A la fin de la phase d'abattage, la distance non soutenue est définie par $d_2 = d_1 + p$, où p est le pas d'avancement.

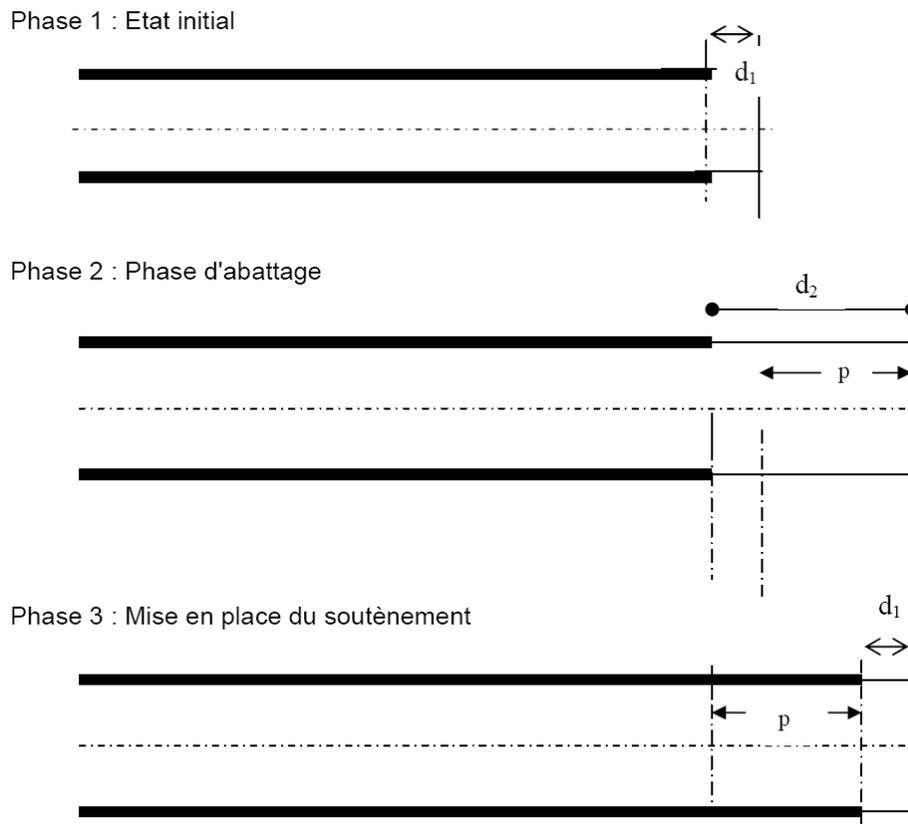


Figure IV. 13. Avancement du tunnel

Les Méthodes implicites :

Les études sur modèle numérique de Bernaud -Rousset ont mis en évidence les erreurs qui pouvaient résulter des méthodes décrites ci-dessus; en réalité, on a $u_d < u_d(0)$.

L'hypothèse faite précédemment conduit à calculer une valeur par défaut de la pression de soutènement et une valeur par excès de la convergence finale. Les erreurs sont d'autant plus élevées que la rigidité du soutènement est plus grande et que la distance non soutenue est plus faible. Dans ces cas, on a alors recours à des méthodes implicites.

L'équilibre final défini par la pression de soutènement p_s et le déplacement u^* est donné par le système d'équations:

$$f_M(p_s, u_\infty) = 0$$

$$f_s(p_s, u_\infty - u_d) = 0$$

$$u_d = u_0 + a_d(u_\infty - u_0)$$

Si on connaît la fonction de forme, ce système de trois équations à quatre inconnues, p_s, u, u_0, u_d . Il convient donc d'introduire une hypothèse supplémentaire pour résoudre ce système.

Le paramètre * du coefficient de forme a_d dépend de la loi de comportement du massif et de la rigidité du soutènement.

Méthode BERNAUD-ROUSSET :

L'hypothèse supplémentaire introduite par BERNAUD-ROUSSET consiste à prendre pour u_0 la même valeur que dans le cas non soutenu : $u_0 = u_0(0)$.

Comportement élastique du massif :

Dans ce cas :

$$u_0 = \alpha_0 \frac{\sigma^0_R}{2G} \quad (4.51)$$

La résolution du système d'équation conduit à :

$$u_d = \frac{a_d + (1 + K_{sn})(1 - a_d)\alpha_0}{1 + K_{sn}(1 - a_d)} \frac{\sigma^0_R}{2G} \quad (4.52)$$

$$\lambda_d = \frac{a_d + (1 + K_{sn})(1 - a_d)\alpha_0}{1 + K_{sn}(1 - a_d)} \quad (4.53)$$

Le paramètre * ne dépend que du coefficient de rigidité du soutènement par rapport au massif K_s . BERNAUD et ROUSSET, sur la base de résultats numériques proposent l'expression suivante :

$$\xi = 1 + 0,423K_s - 1,3 * 10^{-2}K_s^2 + 2,3 * 10^{-4}K_s^3 - 1,26 * 10^{-6}K_s^4$$

Pour $K_s > 0,5$, une valeur approchée de * est donnée par :

$$\xi = 1,5\sqrt{K_s} \quad (4.54)$$

Ces expressions ont été établies en prenant $*_0 = 0,27$ et $m = 0,84$

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de $*_d$ pour $K_s < 40$ et $0,25R < d < 2R$. Il montre que pour $d > 1,5R$, on fait une erreur inférieure à 2% en prenant la valeur de $*_d$ correspondant au cas non soutenu ($K_s = 0$)

**Tableau V.3 : Valeurs de taux de déconfinement en fonction de la distance du front de taille et de la rigidité relative du soutènement pour un massif élastique.
Méthode BERNAUD-ROUSSET**

d/R k _{sn}	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	2
0	0,57	0,71	0,8	0,85	0,88	0,9	0,93
0,25	0,55	0,70	0,78	0,84	0,87	0,9	0,93
0,5	0,53	0,68	0,77	0,83	0,87	0,9	0,93
1	0,52	0,67	0,76	0,82	0,86	0,89	0,93
2	0,5	0,65	0,75	0,82	0,86	0,89	0,93
5	0,48	0,64	0,75	0,82	0,86	0,89	0,93
10	0,46	0,64	0,75	0,82	0,86	0,89	0,93
20	0,44	0,62	0,74	0,82	0,86	0,89	0,93
40	0,43	0,62	0,74	0,82	0,86	0,89	0,93

Comportement élastoplastique du massif :

Des modélisations numériques tridimensionnelles ont permis à BERNAUD et ROUSSET de déterminer des règles pour déterminer le paramètre * et le déplacement radial au front de taille u_0 avec différents critères de plasticité. Elles ont été établies en supposant que les déformations se font à volume constant.

Dans ce cas, les équations définissant l'équilibre final sont :

$$u_{\infty} = \lambda_e \frac{\sigma^0 R}{2G} \exp\left(\frac{\lambda_s - \lambda_e}{\lambda_e}\right)$$

$$p_s = (1 - \lambda_s) \sigma^0 = \frac{K_s}{R} (u_{\infty} - u_d)$$

$$u_d = u_0 + a_d (u_{\infty} - u_0)$$

*_s Etant la valeur du taux de déconfinement à l'équilibre.

u* est donc solution de l'équilibre:

$$\lambda_e \ln \frac{u_{\infty}}{R} - A \frac{u_{\infty}}{R} - B = 0$$

D'où:

$$A = (1 - a_d) \frac{K_{sn}}{\sigma^0}$$

$$B = 1 - \lambda_e - A \frac{u_0}{R} + \lambda_e \ln \frac{2G}{\lambda_e \sigma^0}$$

La résolution de cette équation donne la valeur de u^* et, par conséquent, on peut en déduire u_d et λ_d :

$$\lambda_d = \lambda_e \left[1 + \ln \left(\frac{1}{\lambda_e} \frac{2G}{\sigma^0} u_d \right) \right]$$

Dans le cas du critère de TRESCA :

$$\frac{u_0}{u_\infty(0)} = 0,413 - 6,27 * 10^{-2} N$$

$$\xi = 1,5 \sqrt{K_{sn}}$$

$$\lambda_e = \frac{1}{N}$$

$$N = \frac{\sigma^0}{c}$$

Où :

$$u_\infty(0) = \frac{1}{N} \frac{\sigma^0 R}{2G} (N - 1)$$

Dans le cas du critère de MOHR COULOMB :

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p - 1} \left[K_p - 1 + \frac{2}{N} \right]$$

$$\xi = 1,5 \sqrt{K_{sn}} + 3,5 * 10^{-2} \varphi$$

$$N = \frac{2\sigma^0}{\sigma_c}$$

φ : Est l'angle de frottement interne exprimer en degré.

$$\frac{u_0}{u_\infty(0)} = 0,17153 + 0,1274N - 2,7275 * 10^2 N^2$$

Où :

$$u_\infty(0) = \lambda_e \frac{\sigma^0 R}{2G} (N \lambda_e)^{\frac{2}{K_p - 1}}$$

Le domaine de validité de cette méthode est $N \geq 5$.

Méthode de NGUYEN MINH-GUO :

La méthode implicite étudiée par Nguyen Minh et Guo consiste à comparer la variation du déplacement radial dans le cas du tunnel soutenu et dans le cas du tunnel non soutenu.

CHAPITRE V

THEORIE DE L'ELASTICITE LINEAIRE

V-ELASTICITE LINEAIRE [8] :

La formulation en élément finis en mécanique des structures est basée sur l'élasticité linéaire, dans ce chapitre on présente les équations générales de la théorie de l'élasticité linéaire.

V-1-EQUATIONS GOUVERNANTES :

V-1-1-Les équations d'équilibre :

Le corps est soumis à des forces extérieures qui peuvent être classées en deux catégories:

Forces volumiques: ceux sont des forces à distance associées à la masse du corps et réparties sur tout le volume.

Forces surfaciques: ceux sont des forces de contact réparties sur toute la surface de contact.

Dans le cas général chaque point matériel est soumis à neuf composantes de contrainte

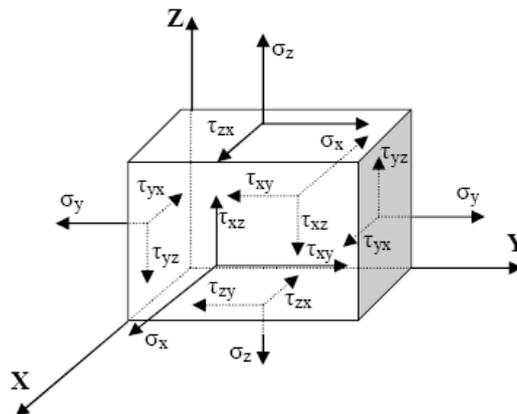


Figure V.1. Etat de contrainte

Les équations d'équilibre contrôlent le changement des composantes du tenseur des contraintes lors du passage d'un point à un autre avoisinant. Les équations d'équilibre en tout point sont définies par la formule suivante :

$$\sigma_{ij,j} + F_i = 0 \quad (5.1)$$

F_i : Les composantes des forces volumiques suivant les directions i .

V-1-2-Les équations de compatibilités :

Il existe six composantes de déformation ($\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yz}, \varepsilon_{xz}$) et trois composantes de déplacement (u_x, u_y, u_z). Il est possible de se donner trois fonctions quelconques suffisamment dérivables étant déduire les six fonctions de ε_{ij} . Par contre il n'est pas possible de faire l'inverse. Il devrait par conséquent exister trois relations liants les ε_{ij} .

Dans le point de vue mathématique ces relations expriment les restrictions sur la forme de ε_{ij} pour que le système d'équations différentielles soit intégrable. Les conditions d'intégrabilité sont appelées conditions de compatibilité. Elles assurent l'existence de champs de déplacement et son unicité. En faite, les déplacements sont obtenus à des constantes près qui sont déterminées par les conditions aux limites.

Les conditions de compatibilités sont des conditions nécessaires pour l'existence de solution unique en termes de déplacement.

Ces équations ont été obtenues par Saint-Venant en 1864, s'énoncent comme suit :

$$\begin{cases} \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y} = \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 \gamma_{yz}}{\partial y \partial z} = \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial y^2} \\ \frac{\partial^2 \gamma_{xz}}{\partial x \partial z} = \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x^2} \end{cases} \quad (5.2)$$

$$\begin{cases} 2 \cdot \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y \partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} + \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} - \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} \right] \\ 2 \cdot \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x \partial z} = \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} + \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} - \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} \right] \\ 2 \cdot \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x \partial y} = \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} - \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right] \end{cases} \quad (5.3)$$

Remarque : bien que le nombre des équations de compatibilité est six. Elles ont un degré d'indépendance égale à trois.

V-1-3-Equations déformation-déplacement :

Les relations déformation-déplacement pour la théorie d'élasticité linéaire au nombre de six sont données par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (5.4)$$

V-1-4-Equations contrainte-déformation (loi de comportement):

Sous l'action d'une contrainte normale uni-axiale, la plupart des matériaux ont un comportement bien défini dans le domaine élastique. Ce comportement se traduit par la relation:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (5.5)$$

Avec ; E : module de l'élasticité.

Considérons un élément soumis à un état de contrainte tridimensionnel, la déformation totale dans les directions x, y et z est alors donnée par:

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)) \\ \varepsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)) \\ \varepsilon_z = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)) \end{cases} \quad (5.6)$$

La relation dans le domaine élastique entre les contraintes et les déplacements, pour un corps soumis à un état de contrainte de cisaillement pur tridimensionnel, à été trouvée expérimentalement et elle a la forme suivante:

$$\begin{cases} \gamma_{xy} = \frac{1}{G}\tau_{xy} \\ \gamma_{yz} = \frac{1}{G}\tau_{yz} \\ \gamma_{xz} = \frac{1}{G}\tau_{xz} \end{cases} \quad (5.7)$$

Avec :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.8)$$

G : le module de cisaillement appelé aussi le module de rigidité.

Les équations contrainte-déformation peuvent être écrites sous la forme suivante:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (5.9)$$

Avec c_{ijkl} dans ce cas (symétrique, orthotrope et isotrope) est donné par la matrice suivante :

$$c = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ & sym & & & \frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)} & 0 \\ & & & & & \frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

La loi de HOOKE pour un matériau linéaire isotrope est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{pp} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad (5.11)$$

Avec λ et μ : coefficient de LAME :

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (5.12)$$

$$\mu = G$$

δ_{ij} : Symbole de CRONECKER.

V-2-DEFORMATION PLANE :

On peut dire qu'on est en présence d'un problème de déformation plane lorsqu'on a un corps dont l'une des dimensions est très importante par rapport aux deux autres. Un tel problème est peut être défini par un cylindre ou un prisme si les conditions aux limites sur les surfaces aux limites sur les surfaces latérales (parallèles à l'axe z) font intervenir des déplacements ou vecteur contrainte parallèle au plan (x, y) , et si ces conditions aux limites sont uniformes le long de l'axe z , c'est-à-dire indépendantes de z (comme le cas d'un barrage).

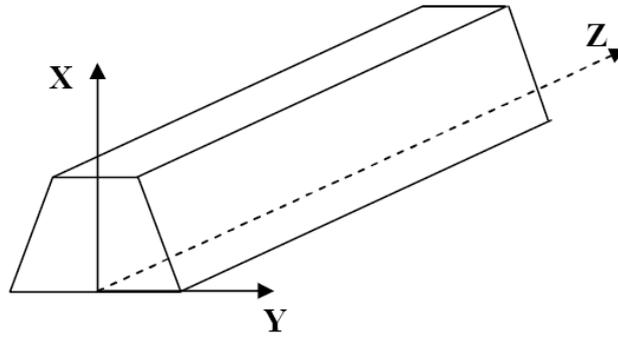


Figure V.2. Etat de déformation plane

Dans ce cas :

$$u_x = x(X, Y)$$

$$u_y = u_y(X, Y)$$

$$z = 0$$

$\varepsilon_{zz} = \varepsilon_{zx} = \varepsilon_{zy} = 0$ mais $\sigma_{zz} \neq 0$, on peut tirer les relations suivantes :

Les relations contrainte-déformation :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \gamma_{xx} \\ \gamma_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (5.13)$$

Les équations d'équilibre :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + X = 0 \\ \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + Y = 0 \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z = 0 \end{cases} \quad (5.14)$$

V-3-CONTRAINTE PLANE :

La différence entre les deux situations déformation plane et contrainte plane est que le premier cas est vraiment bidimensionnel alors que la situation en contrainte plane n'est pas vraiment bidimensionnelle.

L'état de contrainte plane est peut être définie par le cas d'une plaque ou d'un disque, d'où la dimension dans la direction z est très petite par rapport aux dimensions x et y.

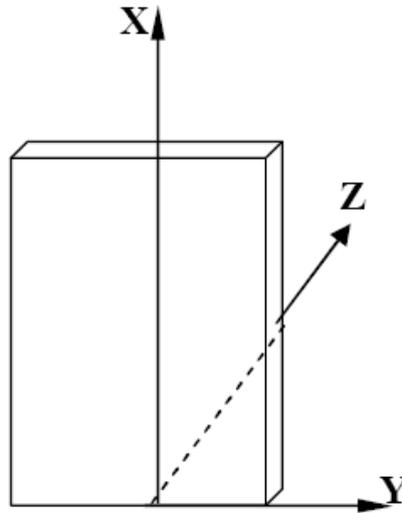


Figure V. 3. Etat de contrainte plane

Dans le cas d'une plaque chargée dans leur plan les solutions de type contrainte plane indépendante de z .

Dans le cas de contrainte plane on a :

$$\begin{aligned} \sigma_{zx} = \sigma_{zy} = \sigma_{zz} &= 0 \\ \varepsilon_{xz} = \varepsilon_{yz} &= 0, \quad \varepsilon_{zz} \neq 0 \end{aligned}$$

Les équations contrainte-déformation :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \gamma_{xx} \\ \gamma_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (5.15)$$

$$\gamma_{xx} = \varepsilon_{xx}$$

$$\gamma_{yy} = \varepsilon_{yy}$$

$$\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{xy}$$

Les équations d'équilibre :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + X = 0 \\ \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + Y = 0 \end{cases} \quad (5.16)$$

CHAPITRE VI

ELEMENTS FINIS ET INFINIS

VI- ELEMENTS FINIS ET INFINIS :

VI-1-METHODES DES ELEMENTS FINIS [4], [5], [6] et [7] :

VI-1-1-Généralités :

Par rapport à d'autres domaines de la géotechnique, tels que ; les fondations ou les ouvrages de soutènement, ou les calculs à la rupture qui ont connu depuis longtemps un large développement, les tunnels et ouvrages souterrains constituent un champ d'application privilégié de la méthode des éléments finis (M.E.F.), car elle permet d'appréhender au moins deux aspects essentiels de cette spécialité, et qui ne sont pris en considération dans les calculs à la rupture :

- Les phénomènes d'interaction entre les terrains encaissant et les structures (soutènement et revêtement du tunnel, ouvrages voisins existants).
- Les déformations induites par les excavations.

C'est pourquoi la M.E.F. a rapidement connu un très large développement dans les études de tunnels et ouvrages souterrains. L'utilisation de cette méthode s'est très largement généralisée, et les comptes-rendus des divers congrès de mécanique des sols, de mécanique des roches, sur les tunnels et sur les méthodes numériques en géo-mécanique lui font une place plus importante, qui témoigne largement de son intérêt dans les études d'ouvrages souterrains.

La méthode des éléments finis consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système d'équations algébriques, afin de résoudre de manière discrète une équation aux dérivées partielles (E.D.P.) dont on cherche une solution approchée suffisamment fiable. De manière générale, cette E.D.P. porte sur une fonction u , définie sur un domaine. Elle comporte des conditions aux bords permettant d'assurer l'existence et l'unicité de la solution.

Sauf cas particuliers, la discrétisation passe par une redéfinition et une approximation de la géométrie, on considère donc le problème posé sur la géométrie approchée par un domaine polygonal ou polyédrique par morceaux. Une fois la géométrie approchée, il faut choisir un espace d'approximation de la solution du problème, dans la MEF, cet espace est défini à l'aide du maillage du domaine (ce qui explique aussi pourquoi il est nécessaire d'approcher la géométrie). Le maillage du domaine permet d'en définir un pavage dont les pavés sont les éléments finis. Un élément fini est la donnée d'une cellule élémentaire et de fonctions d'interpolation de l'espace d'approximation dont le support est l'élément, et définies de manière à être interpolantes (des problèmes continus, intégration et dérivation).

VI-1-1-1-Historique :

La formulation de la méthode des éléments finis est basée sur deux approches, l'approche de la mécanique des systèmes discrets et l'approche de la mécanique des milieux continus :

Concernant la mécanique des systèmes discrets est basée sur l'équilibre des efforts, ainsi que les relations de compatibilités des déplacements, pour un ensemble d'éléments déformables connectés entre eux par des nœuds, en utilisant des méthodes dites matricielles, utilisées pour la première fois par l'ingénieur CLAUDE LOUIS NAVIER au début du 19^{ème} siècle pour calculer des systèmes complexes de barres souples (systèmes hyperstatiques).

Cette approche qui conduit à la résolution des systèmes matriciels très élaborés, a connu une large application sous l'effet de l'impulsion de la construction métallique au 20^{ème} siècle, puis aéronautique après la 2^{ème} guerre mondiale, mais avec des systèmes de taille très réduite en raison des limites des moyens de calcul d'alors.

Cependant la mécanique des milieux continus consiste à formuler l'énergie du système à partir de sa raideur, des déplacements et des efforts appliqués, puis à retenir comme solution du problème le déplacement qui minimise l'énergie. Cette vision introduite à la fin du 18^{ème} siècle par JOSEPH LAGRANGE, et qui a connu une large utilisation, Cette seconde approche est basée sur l'analyse fonctionnelle et le calcul des variationnel ($\pi = U - W$)

Au 20^{ème} siècle on marque l'utilisation conjointe de la discrétisation sur des bases de fonction et de calcul variationnel pour minimiser l'énergie, et c'est le point de départ de la MEF, en particulier grâce au mathématicien RICHARD COURANT (1943). Mais ce n'est qu'en 1956 que les deux approches, discrète et continue se sont recoupées explicitement sur le concept d'élément finis tel qu'il est connu aujourd'hui, et cela suite aux travaux des deux chercheurs de l'aéronautique TURNER et CLOUGH (université de Berkely en California) qui ont décomposés un domaine surfacique continu en petits domaines triangulaires à déplacements linéaires et quadratiques (C.S.T. et L.S.T.), ces triangles constitués par l'assemblage d'éléments par des nœuds.

Pendant les années 60 le développement des ordinateurs a permis d'augmenter le nombre d'éléments utilisés, et augmenter la précision et le nombre d'équations de problèmes traités. Enfin, les années 70 ont marqués l'apparition des premiers grands codes de calcul par éléments finis. Avec les grandes évolutions de l'informatique et des langages de programmation, les logiciels de calcul par éléments finis (E.F.), STAP, SAP, FLUSH..., sont devenus plus performants et plus ambitieux dans les années 80.

VI-1-1-2- Concept d'élément finis pour l'élasticité plane :

Dans de nombreux aspects de son travail, il est très nécessaire de connaître les répartitions des contraintes et des déformations dans des milieux continus élastiques.

VI-1-1-2-1- Les différentes formulations :

Il existe plusieurs sortes de formulations d'éléments finis en mécanique des structures, on peut citer (cette formulation est détaillée dans le chapitre V) :

Eléments fini en formulation déplacements :

L'approche en déplacement consiste à rechercher dans l'espace des champs de déplacements cinématiquement admissibles, elle se base sur la stationnarité de l'énergie potentielle. Ce mode de formulation est le plus utilisée en M.E.F.

Eléments finis en formulation contraintes :

L'approche en contrainte consiste à rechercher dans l'espace des champs de contraintes statiquement admissibles en équilibre. Cette approche est plus précise que l'approche en déplacement mais elle est peu développée du fait de la difficulté que l'on a à générer des champs de contraintes de divergence donnée.

Elément fini en formulation mixte :

Dans ce cas les deux champs de déplacement et de contrainte sont considérés comme inconnus primaires du problème traité, d'où le nom mixte.

VI-1-2-Description et interprétation physique:

L'analyse des contraintes et des déplacements est l'un des plus importants domaines d'application de la MEF.

Pour déterminer des contraintes ou des déplacements dus à un système de charges connus dans une structure, celle-ci sera divisée en un nombre d'éléments finis.

L'interprétation physique de la MEF consiste à considérer le modèle mathématique comme formé d'un ensemble de composants individuels, les éléments finis. On opère le découpage – artificiel- du modèle en certain nombre d'éléments finis de forme simple; cette opération géométrique produit le maillage. Chaque élément possède des points privilégiés, les nœuds.

VI-1-2-1-La discrétisation du domaine “ Maillage ”:

L'opération de maillage consiste à diviser le domaine V en sous domaine appelés mailles. Il faut donc :

- Définir le domaine V
- Le diviser en mailles V_i telles que l'ensemble des V_i soit une partition du domaine V

Quelques évidences :

- Si le domaine V est un volume, les mailles sont des volumes,
- Si le domaine V est une surface bornée, les mailles sont des surfaces bornées portées par la surface V ,
- Si le domaine V est une portion de ligne, les mailles sont des portions de lignes portées par la ligne V ,

Une certaine confusion règne dans le vocabulaire employé en ce qui concerne les problèmes qualifiés de 3D, 2D, 1D :

- Dans certains contextes, 1D signifie que les points du domaine V sont repérés par un réel sur une ligne quelconque prolongée dans l'espace physique à 3 dimensions ; d'autre contextes un 1D signifie que l'espace physique possède seulement une dimension, il s'agit alors de problème sur une droite.
- Dans certains contextes signifie que les points du domaine V sont repérer par deux réels sur une surface quelconque prolongée dans l'espace physique à 3 dimensions ; d'autre contextes un 2D signifie que l'espace physique possède seulement deux dimensions, il s'agit alors de problèmes plans.

VI-1-2-2-Les mailles disponibles :

Il existe 3 sortes de mailles :

- Les mailles linéiques : elles servent à mailler une courbe qui peut représenter le domaine linéique V (plonge dans un espace physique à 2 ou 3 dimensions) ou une section méridienne (plane) d'un domaine surfacique V axisymétrique ;
- Les mailles surfaciques : elles servent à mailler une surface qui peut représenter le domaine surfacique V (plonge dans un espace physique à 2 ou 3 dimensions) ou une section méridienne (plane) d'un domaine volumique V axisymétrique ;
- Les mailles volumiques : les mailles sont des volumes (tétraèdre, pentaèdre.....).

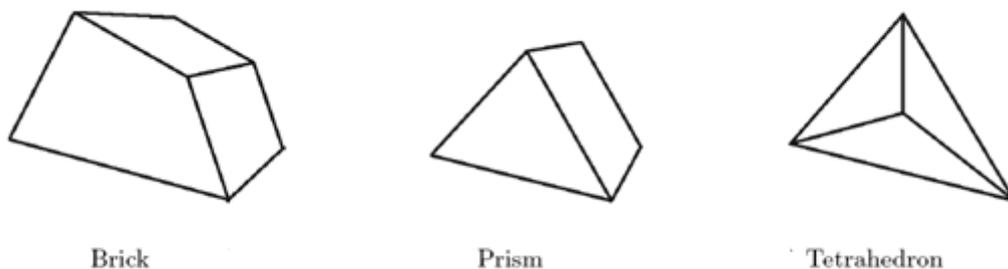


Figure VI.1. Mailles volumiques

VI-1-2-3- Les méthodes de maillages :

La phase de maillage est sans doute celle où on passe le plus du temps dans la définition d'un problème ! « Obtenir un bon maillage » résulte d'une certaine expérience et d'une certaine intuition sur le résultat du calcul. On peut cependant dégager quelques règles générales à suivre :

- Les mailles doivent être bien proportionnées ; c'est à dire que le rapport de leur plus grande dimension sur leur petite dimension doit être aussi voisin de 1 que possible. dans la pratique on ne devrait pas dépasser 5. Ce rapport est appelé distorsion de la maille. Dans un maillage surfacique les mailles idéales sont les triangles équilatéraux, et les carrés. Dans un maillage volumique les mailles idéales sont les tétraèdres réguliers et les cubes.
- Le maillage ne doit pas être inutilement fin. on verra plus loin que plus le maillage est fin plus le calcul est coûteux. on a à faire un compromis entre la finesse de la représentation géométrique et le coût de calcul. Quand on a une intuition du résultat final on peut décider de mailler grossièrement dans certaines régions et plus finement dans d'autres. Il peut arriver que l'examen des résultats d'un calcul amène à le recommencer avec un maillage remanié.

VI-1-2-4- Maillage manuel :

Si aucun des algorithmes dont on dispose ne donne satisfaction, c'est le dernier recours ! On définit les mailles individuellement. C'est parfois nécessaire dans certains sous domaines, ou pour raccorder les sous domaines.

Comme on le voit, le maillage d'un domaine de forme complexe n'est pas trivial. On ne le réussit que rarement de premier coup. Il faut essayer de combiner les outils de maillage dont on dispose pour obtenir quelques choses de satisfaisant.

VI-1-2-5- Définition des mailles de référence :

Dans un maillage, toutes les mailles ont des formes et des dimensions différentes. Dans le but d'uniformiser et d'automatiser les calculs on introduit la notion de maille de référence. On ne donne ici que les mailles les plus classiques. Par convention généralement admise :

La maille de référence linéique : est le segment ; $x_1 \in [-1,1]$

La maille de référence surfacique triangulaire : est le triangle ; $x_1 \geq 0$, $x_2 \geq 0$, et $x_1+x_2 \leq 1$.

La maille de référence surfacique quadrangulaire : est le carré ; $x_1 \in [-1,1]$, $x_2 \in [-1,1]$

La maille de référence volumique tétraédrique : est le tétraèdre ;

$$x_1 \geq 0, x_2 \geq 0, x_3 \geq 0, \text{ et } x_1 + x_2 + x_3 \leq 1.$$

La maille de référence volumique pentaédrique : est le pentaèdre (prisme à la base triangulaire) ; $x_1 \geq 0, x_2 \geq 0, x_1 + x_2 \leq 1$ et $x_3 \in [-1, 1]$.

La maille de référence volumique hexaédrique : est le cube ;

$$x_1 \in [-1, 1], x_2 \in [-1, 1] \text{ et } x_3 \in [-1, 1]$$

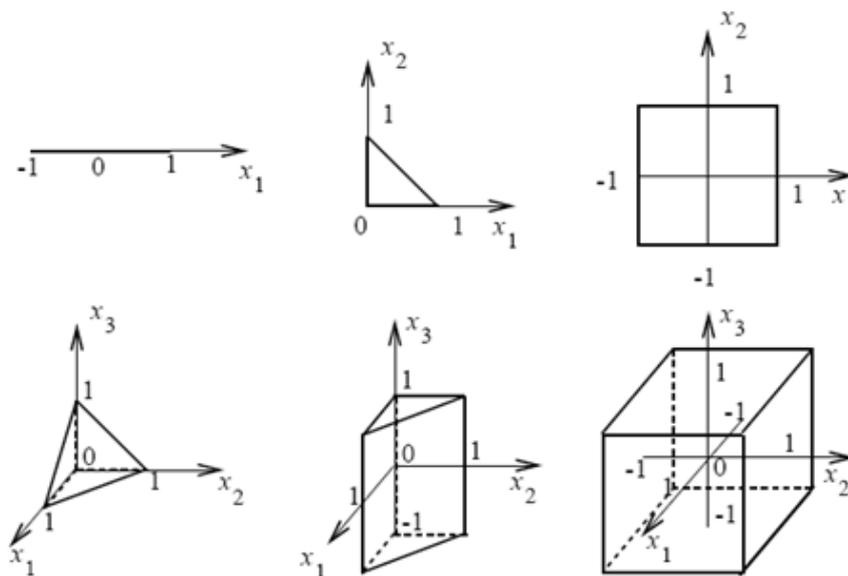


Figure VI.2. Mailles de référence.

Dans notre cas la structure à étudier est remplacée par un ensemble d'éléments supposés liés les uns aux autres en un nombre fini de points appelés "points nodaux". Ces nœuds se trouvent aux coins des éléments ou tout le long de leurs frontières, On utilise donc des bases polynomiales incomplètes mais symétriques.

Le "Q8" est construit à partir de la base : $(1, X_1, X_2, X_1^2, X_1X_2, X_2^2, X_1^2X_2, X_1X_2^2)$.

Les types d'éléments utilisés pour la division de la structure dépendent de la géométrie de ces derniers.

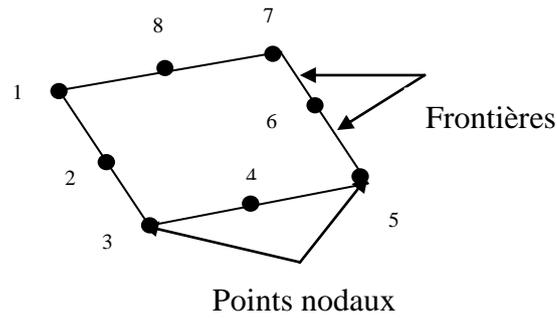


Figure VI. 3. Elément Q8

VI-1-3-Notion d'élément de référence:

De manière à simplifier la définition analytique des éléments de forme complexe, introduisons la notion d'élément de référence un élément de référence V_r est un élément de forme très simple, repéré dans un espace de référence, qui peut être transformé en chaque élément réel V_e par une transformation géométrique.

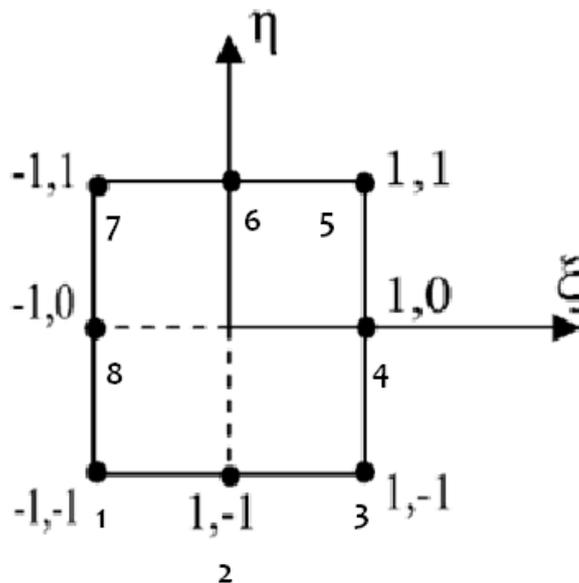


Figure VI.4. Elément de référence à 2D quadratique à 8 nœuds

Les fonctions d'interpolation d'un élément Q8 :

$$N_i(\xi, \eta) = \frac{(1 + \xi \xi_i)(1 + \eta \eta_i)(\xi \xi_i + \eta \eta_i - 1)}{4}$$

$$N_i(\xi, \eta) = \frac{(1 - \eta^2)(1 - \xi \xi_i)}{2}$$

$$N_3 = \frac{-(1 + \xi)(1 - \eta)(1 - \xi + \eta)}{4}$$

$$N_4 = \frac{(1 + \xi)(1 - \eta^2)}{2}$$

$$N_5 = \frac{-(1 + \xi)(1 + \eta)(1 - \xi - \eta)}{4}$$

$$N_6 = \frac{(1 - \xi^2)(1 + \eta)}{2}$$

$$N_7 = \frac{-(1 - \xi)(1 + \eta)(1 + \xi - \eta)}{4}$$

$$N_8 = \frac{(1 - \xi)(1 - \eta^2)}{2}$$

VI-1-4-Etapes caractéristiques d'étude des structures par la MEF:

VI-1-4-1-Définition de la géométrie des éléments:

On choisit un ensemble de n nœuds, sur le domaine "V" qui servira à définir la géométrie des éléments. Ces points peuvent éventuellement coïncider avec les nœuds d'interpolation. Puis nous remplaçons le domaine "V" par un ensemble d'éléments " V_e " de formes relativement simples. Chaque élément " V_e " doit être défini analytiquement de manière unique en fonction des coordonnées des nœuds géométriques qui appartiennent à cet élément.

La partition du domaine "V" en élément " V_e " doit respecter les deux règles suivantes :

- Deux éléments distincts ne peuvent avoir en commun que des points situés sur leur frontière commune, si elle existe cette condition exclut le recouvrement de deux éléments. Les frontières entre éléments peuvent être des points, des courbes ou des surfaces.
- l'ensemble de tous les éléments " V_e " doit constituer un domaine aussi proche que possible du domaine donné "V". Nous excluons en particulier les vides entre éléments.

$$V = \sum_e V^e \quad (6.1)$$

VI-1-4-2- Représentation de la géométrie de chaque élément " V_e " :

On utilise une transformation τ linéaire par rapport aux coordonnées $\{X_n\}$ des nœuds géométriques de l'élément réel " V_e "

$$\tau : \xi \quad x(\xi) = [\bar{N}(\xi)]\{\bar{X}_n\}$$

$$X(\xi, \eta) = \bar{N}_1(\xi, \eta)X_1 + \bar{N}_2(\xi, \eta)X_2 + \dots + \bar{N}_n(\xi, \eta)X_n = \langle \bar{N} \rangle \begin{cases} X_1 \\ X_2 \\ \vdots \\ X_n \end{cases}$$

\bar{N}_i : Fonctions de transformation géométrique.

$\{X_n\}$: Coordonnées des nœuds géométriques de l'élément réel "v_e".

$X(\xi)$: Coordonnées des nœuds géométriques de l'élément de référence "v_r".

VI-1-4-3- Approximation sur l'élément de référence :

On choisit sur le domaine "V" un ensemble de **n** nœuds d'interpolation de coordonnées **xi**, confondus ou non avec les nœuds géométriques. Sur chaque élément "Ve" on choisit une approximation nodale de la fonction exacte U_{ex}(x).

$$U_{ex}(x) \approx U(x) = \langle N_1(x)N_2(x) \dots N_{n^e}(x) \rangle \begin{cases} U_1 \\ U_2 \\ \vdots \\ U_{n^e} \end{cases} = \langle N(x) \rangle \{U_n\} \quad (6.2)$$

N_i : Fonctions d'interpolation sur l'élément réel.

$\{U_n\}$: Variables nodales de l'élément (déplacement nodaux).

Les fonctions d'interpolation doivent vérifier les deux propriétés suivantes:

$$N_j(\xi_i) = \begin{cases} 0 & \text{si } i \neq j \\ 1 & \text{si } i = j \end{cases} \quad (6.3)$$

$$\sum_{i=1}^{n^d} N_i(\xi_i)P(\xi_i) = P(\xi) \quad (6.4)$$

VI-1-4-4-Construction de la fonction $N(\xi)$ et $\bar{N}(\xi)$:

Les fonctions de transformation géométrique $\bar{N}(\xi)$ et les fonctions d'interpolation sur l'élément de référence $N(\xi)$ ont les mêmes propriétés, elles peuvent parfois être construites directement à partir des polynômes classiques de type Lagrange ou Hermite.

Les polynômes de l'interpolation de Lagrange, dont l'expression générale est :

$$N_i^n = \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^{n+1} \frac{x-x_j}{x_i-x_j} \quad (6.5)$$

Le polynôme d'interpolation s'écrit (composant U par exemple) :

$$\begin{aligned}
 U(x, y) = & b_1 \\
 & + b_2x + b_3y \\
 & + b_4x^2 + b_5xy + b_6y^2 \\
 & + b_7x^3 + b_8x^2y + b_9xy^2 + b_{10}y^3 + b_{11}x^4 + \dots \\
 & \dots + b_{(n+1)(n+2)/2}y^n \\
 & = P(x, y) u
 \end{aligned}$$

$N_i^n(x)$: est un polynôme de degré n, qui passe par n points x_j ($j \neq i$) et vaut 1 au point restant x_i .

VI-1-4-5- méthode générale de construction:

VI-1-4-5-1- choix de la base polynomiale:

Exprimons U(x) sur l'élément de référence sous la forme d'une combinaison linéaire des fonctions connues indépendantes $P_1(\xi), P_2(\xi) \dots$ qui sont le plus souvent des monômes indépendantes $P_i(\xi)$ est l'une des opérations de base de la MEF.

$$U(\xi) = \langle P_1(\xi) P_2(\xi) \dots \rangle \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ \vdots \\ U_n \end{Bmatrix} = \langle P(\xi) \rangle \{U_n\} \tag{6.6}$$

L'ensemble des fonctions $P(\xi)$ constitue la base polynomiale de l'approximation. Son nombre de termes doit être égal au nombre de degré de liberté n_d de l'élément.

VI-1-4-5-2- Expression de $N(\xi)$:

Exprimons qu'en chaque nœud d'interpolation de coordonnées ξ , la fonction U (ξ) prend la valeur nodale $U_i = U_{ex}(\xi)$:

$$\begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ \vdots \\ U_{n^d} \end{Bmatrix} = \{U_n\} = \begin{bmatrix} P_1(\xi_1) & P_2(\xi_1) & \dots & \dots & P_{n^d}(\xi_1) \\ P_1(\xi_2) & P_2(\xi_2) & \dots & \dots & P_{n^d}(\xi_2) \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ P_1(\xi_{n^d}) & P_2(\xi_{n^d}) & \dots & \dots & P_{n^d}(\xi_{n^d}) \end{bmatrix} \{u\}$$

$$\{U_n\} = [P_n] \{u\} \tag{6.a}$$

Soit la matrice nodale $[P_n]$ d'ordre n_d

$$\{u\} = [P_n]^{-1} \{U_n\} \tag{6.b}$$

Reportons la relation (6.b) dans (6.a)

$$U(\xi) = \langle P(\xi) \rangle [P_n]^{-1} \{U_n\}$$

$$\text{Soit } U(\xi) = \langle N(\xi) \rangle \{U_n\}$$

$$\text{D'où } \langle N(\xi) \rangle = \langle P(\xi) \rangle [P_n]^{-1}$$

VI-1-4-6- Calcul des matrices de rigidité de chaque élément $[k^e]$:

$$[K^e] = \int_V [B]^T [D][B] dV = t \int_{-b}^b \int_{-a}^a [B]^T [D][B] dx dy \quad (6.7)$$

Par transformation d'intégrale on peut passer de l'intégration de la formule (6.7) juste en dessus sur l'élément réel "Ve" à une intégration plus simple sur l'élément de référence "V^r" on obtient la formule suivante:

$$[K^e] = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} [B]^T [D][B] \det[J] d\xi d\eta$$

$$\det[J] = \begin{bmatrix} \partial X / \partial \xi & \partial Y / \partial \xi \\ \partial X / \partial \eta & \partial Y / \partial \eta \end{bmatrix}$$

[B] : matrice relie les gradients (déformations) en x au variable nodale (déplacements).

[D] : matrice des propriétés physiques d'élément (E, ν , α , ...).

det [J] : matrice jacobienne et son déterminant.

VI-1-4-7- Calcul des vecteurs de sollicitation de chaque élément $\{f^e\}$:

$$\{f^e\} = \int_{V^e} [N] f_V dV + \int_{S^e} \{N\} f_s dS$$

$$\{f^e\} = \int_{V^r} \{N(\xi)\} f_V \det(J(\xi)) dV^r + \int_{S^r} \{N(\xi_s)\} f_s dS$$

f_V : Force de volume.

f_s : Force de surface.

Le vecteur {F} s'écrit en négligeant l'intégral de surface:

$$\{f^e\} = \int_{V^r} \{N(\xi)\} f_V \det(J) d\xi d\eta$$

VI-1-4-8-Assemblage des matrices et des vecteurs élémentaires:

L'assemblage est l'opération qui consiste à construire la matrice globale $[K]$ et le vecteur global des sollicitations $\{F\}$ à partir des matrices élémentaires $[k^e]$ et des vecteurs élémentaires de sollicitations $\{f^e\}$.

Chaque forme intégrale élémentaire W^e s'écrit sous la forme discrétisée :

$$W^e = \langle \delta u_n \rangle ([K^e]\{u_n\} - \{f^e\})$$

$$w = \sum_e w_e = \sum_e \langle \delta u_n \rangle [K^e]\{u_n\} - \{f^e\}$$

$$w = \langle \delta U_n \rangle [K]\{U_n\} - \{F\}$$

En effet de :

- la continuité des déplacements aux nœuds
- L'équilibre des forces à chaque nœud

On obtient :

$$\sum_e [K^e]\{U_n\} - \sum_e \{U_n\}\{F^e\} = \sum_e P_i^e$$

Donc :

$$[K]\{U_n\} - \{F_n\} = 0 \iff [K]\{U_n\} = \{F_n\}$$

Où :

$\{u_n\}$: Variables (déplacements) nodales d'un élément.

$\{U_n\}$: Ensemble de toutes les variables (déplacements) nodales

W : Forme intégrale globale (travail virtuel totale).

W^e : Forme intégrale élémentaire (travail virtuel élémentaire).

$\{\delta u_n\}$: Variation des variables nodales d'un élément.

$\{\delta U_n\}$: Variation de l'ensemble des variables nodales.

VI-1-4-9-Résolution du système d'équation globale:

Après l'assemblage, la forme intégrale globale s'écrit:

$$[K]\{U_n\} = \{F\} \tag{6.8}$$

- Modification de $[k]$ et $\{F\}$ pour prendre en compte les conditions aux limites.
- Triangularisation de $[k]$.
- Calculer de la solution U .

VI-1-5-Convergence de la méthode vers la solution exacte:**VI-1-5-1- Types de convergence :**

Il existe deux types de convergence :

La convergence h , par raffinement du maillage sans modification de l'interpolation considérons un maillage d'élément fini on appelle h la dimension caractéristique d'un élément (longueur plus grande côté diamètre du cercle circonscrite). On subdivise toujours davantage le domaine en éléments toujours plus petits, chaque nouvelle division contient la précédente et on conserve pour les éléments de même type constamment la même approximation du champ. Alors si les critères de convergence sont remplis la solution approchée tend vers la solution exacte quand la taille des éléments tend vers zéro $h \rightarrow 0$ c'est le principe de la convergence h .

La convergence p , par enrichissement de l'interpolation sans changement de maillage.

Partons d'un maillage donné d'élément fini, et on appelle P le degré des polynômes utilisés pour l'interpolation on conserve le maillage choisi et on enrichit le champ approché des éléments en augmentant le degré P .

Alors si les critères de convergence sont satisfaits la solution approchée tend vers la solution exacte lorsque le degré de l'interpolation tend vers l'infini $P \rightarrow \infty$. C'est la technique de la convergence P .

VI-1-5-2- Critères de convergence:

Pour que la solution approchée tende vers la solution exacte, l'interpolation choisie doit satisfaire à certaines conditions, appelées critères de convergence, ces critères garantissent une convergence monotone de la solution numérique vers la solution exacte:

VI-1-5-2-1-Compatibilité :

Le premier critère de convergence est le critère de continuité, conformité ou compatibilité cinématique, l'interpolation doit être telle que le champ des déplacements soit:

- Continue et dérivable dans l'élément,
- Continue à travers les frontières.

La première condition prévient l'emploi des fonctions présentant des discontinuités (arrêtes, sauts,...).

Par la seconde condition, les déplacements doivent être continus en tout point des frontières séparant les éléments. Or, à la frontière de deux éléments adjacents, les déplacements ne sont à priori égaux qu'aux seuls nœuds communs.

VI-1-5-2-2- Complétude :

Les fonctions de base doivent être complètes dans le sens défini par la section, c'est-à-dire que les déplacements du corps rigide doivent être effectués par l'élément sans se déformer ni développer des contraintes à l'intérieur. On peut dire que la complétude est une condition plausible tenant compte de l'argument suivant:

Lorsque le maillage élément fini devient de plus en plus fin, la solution exacte et ses dérivées tendent vers des valeurs constantes dans chaque élément. Afin d'assurer que ces valeurs constantes soient bien représentées, les fonctions de base doivent contenir tous monômes constants et linéaires. Cet argument constitue une idée-clé mathématique pour montrer les théorèmes de convergence pour les approximations par éléments finis.

VI-1-5-3-Convergence non monotone :

Certains éléments ne satisfassent pas toutes les conditions de complétude comme condition essentielle, mais on la remplaçant par un autre critère de complétude sur un groupe d'élément. Le teste de complétude collective est appelé Patch-test.

VI-1-6-Classification des méthodes de résolution :

Les méthodes de résolution des systèmes linéaires sont classées en deux catégories :

VI-1-6-1-Méthodes directes :

Elles conduisent à la solution après un nombre d'opérations connues donc un temps de calcul bien de calcul bien déterminé : élimination de GAUSS :

Triangularisation: le système d'équation $[K]\{U\} = \{F\}$ sera transformé pour donner un autre système $[S]\{U\} = [\hat{F}]$, avec $[S]$ la matrice triangulaire supérieure.

Résolution des systèmes triangulaires supérieurs : la résolution se fait en remontant : à partir de la dernière équation donnant U_n .

VI-1-6-2-Méthodes indirectes (itératives) :

Elles ont des algorithmes plus simples et demandent moins d'espaces en mémoire, mais il est pratiquement impossible de déterminer le nombre d'opérations nécessaires pour une précision donnée, par exemple : GAUSS-SEIDEL.

VI-2-LES ELEMENTS IFINIS [9]:

VI-2-1-Introduction :

L'infini est différent d'un nombre normal parce que, par définition, il n'est pas fini. En divisant l'infini par n'importe quel nombre positif (excepté l'infini), nous obtiendrons l'infini. Vous pouvez aussi le multiplier par n'importe quoi excepté zéro (ou l'infini) et il ne sera pas plus grand. Donc, regardons de plus près les différentes sortes d'infinis.

Dans la modélisation de n'importe quel problème d'interaction sol-structure, le milieu est représenté comme une région soit infinie ou semi-infinie. L'utilisation de la MEF pour ce type de problème consiste à faire un maillage qui nécessite l'utilisation d'un grand nombre d'éléments finis.

Et à cause des problèmes trouvés dans la modélisation des domaines infinis par la MEF, plusieurs recherches ont été faites pour résoudre ces problèmes ;

UNGLESS et ANDERSON ont construit le premier élément infini, en se basant sur l'utilisation d'une fonction de décroissance dans la direction radiale sous la forme de $(\frac{1}{1+r})$.

Le premier travail publié sur ce type d'éléments était celui de ZIENKIEWICZ et BETTESS en 1975. Dans cette formulation, le domaine de l'élément est étendu jusqu'à l'infini. Les fonctions de forme sont multipliées par des fonctions décroissantes et qui sont choisies suivant le type de problème étudié.

En 1981, BEER et MEEK ont utilisé une transformation incluant un terme de la forme $(\frac{1}{1+\xi})$ et qui transforme le domaine ξ en un domaine x infini.

En 1983, BANDO a utilisé une nouvelle formulation des éléments infinis pour des excavations. Cette formulation est basée sur la transformation à un domaine fini. Jusqu'à nos jours les recherches et les publications se poursuivent afin de trouver des formulations qui solutionnent le mieux possible un tel problème.

VI-2-2-Formulation des éléments infinis :

Dans la formulation des éléments infinis, deux types de transformations sont encore utilisés :

- Interpolation de la géométrie (des coordonnées) ;
- Interpolation des déplacements.

Ces deux transformations sont utilisées pour la formulation des éléments infinis, il existe deux approches pour la formulation des éléments infinis :

- Approche directe,
- Approche inverse.

VI-2-2-1-Approche directe :

Dans cette approche, le domaine des coordonnées naturelles est étendu à l'infini dans la direction considérée.

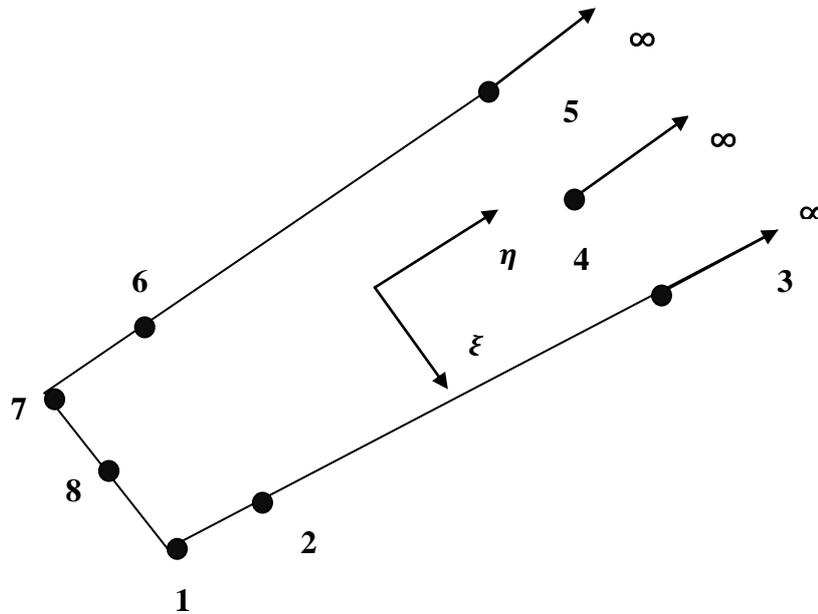


Figure VI. 5. Géométrie de l'élément infini

Les variables inconnues sont exprimées en termes de fonction de formes descendantes et qui tendent vers 0 à l'infini. Les fonctions de forme de l'élément infini sont données par l'expression :

$$M_i(\xi, \eta) = F_i(\xi, \eta)N_i(\xi, \eta) \quad (6.9)$$

Avec :

$N_i(\xi, \eta)$: sont les fonctions de forme standard.

$F_i(\xi, \eta)$: sont les fonctions décroissantes.

$M_i(\xi, \eta)$: sont les fonctions de l'élément infini.

Le rôle de la fonction décroissante $F_i(\xi, \eta)$ est d'assurer que le comportement de l'élément soit une bonne réflexion du sens physique du problème.

Les fonctions décroissantes $F_i(\xi, \eta)$ doit être égale à l'unité en chaque nœud.

$$F_i(\xi, \eta) = 1$$

Les dérivées des fonctions de forme de l'élément infini peuvent être facilement obtenues en utilisant la règle de dérivation en chaîne :

$$\begin{cases} \frac{\partial M_i}{\partial \xi} = \frac{\partial N_i}{\partial \xi} F_i + \frac{\partial F_i}{\partial \xi} N_i \\ \frac{\partial M_i}{\partial \eta} = \frac{\partial N_i}{\partial \eta} F_i \end{cases} \quad (6.10)$$

Généralement deux types de fonctions décroissantes $F_i(\xi_i, \eta_i)$ sont utilisés :

- Fonctions exponentielles décroissantes ($\exp(-x)$) : Elle a l'avantage de tendre vers zéro à l'infini plus rapidement qu'un autre polynôme.
- Fractions rationnelles décroissantes.

Remarque :

L'inconvénient principal de l'approche directe est qu'elle nécessite l'utilisation d'une intégration numérique sur un domaine semi-infini.

VI-2-2-2-Approche inverse :

Dans cette approche, le domaine des coordonnées naturelles est maintenu.

Des fonctions de forme ascendantes sont utilisées pour la transformation géométrique et qui sont singulièrement à l'extrémité du plan $\xi = 1$.

Les valeurs des coordonnées physiques tendent vers l'infini à l'extrémité du plan naturel. Ainsi les éléments infinis représentent un milieu infini.

L'avantage principal de cette approche est qu'elle garde les points d'intégration originaux de GAUSS-LEGENDRE.

VI-2-3-Critères de convergence des éléments infinis :

- Les fonctions qui représentent le champ de déplacement et les fonctions qui représentent la transformation géométrique de l'élément doivent avoir la forme de la solution à obtenir.
- Les quantités intégrables doivent donner lieu à des valeurs bornées.
- Les deux nœuds intermédiaires des cotés de l'élément infini doivent être l'un en face de l'autre autant que possible.

VI-2-4-Construction de la fonction de transformation :**VI-2-4-1-Cas unidimensionnel :**

Considérons la transformation unidimensionnelle, dans la quelle le point x_1 est étendu à x_3 (x tend vers ∞) à travers un point x_2 .

Considérons la formule suivante :

$$X = N_1 X_1 + N_2 X_2 = \frac{-2\xi}{1-\xi} X_1 + \frac{1+\xi}{1-\xi} X_2 \quad (6.11)$$

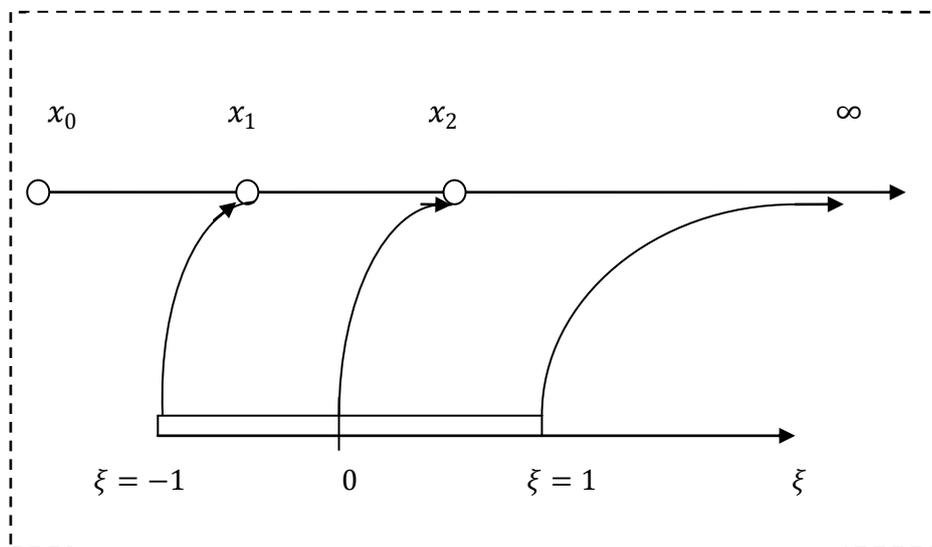


Figure VI. 6. Element infini unidimensionnel

Dans cette formulation, on peut remarquer :

$$\xi = 0 \quad \Longrightarrow \quad X = X_2$$

$$\xi = -1 \quad \Longrightarrow \quad X = X_1$$

$$\xi = 1 \quad \Longrightarrow \quad X = \infty$$

De plus on a :

$$N_1 + N_2 = \sum_{i=1}^2 N_i = 1 \quad (6.c)$$

Et ;

$$\sum M_i = 1$$

En résolvant l'équation (6.c) en ξ , on trouve :

$$\xi = \frac{X-X_2}{X-2X_1+X_2} = 1 - \frac{2(X_2-X_1)}{X-2X_1+X_2} \quad (6.d)$$

Avec $X_2 = 2X_1$, l'équation (6.d) devient :

$$\xi = 1 - \frac{2X_1}{X} \quad (6.12)$$

On a obtenu une transformation entre un domaine infini X et un domaine fini ξ .

La généralisation de cette interpolation pour n'importe quelle ligne dans l'espace (X, Y, Z) nous donne :

$$\begin{cases} X = \sum_{i=1}^2 N_i X_i \\ Y = \sum_{i=1}^2 N_i Y_i \\ Z = \sum_{i=1}^2 N_i Z_i \end{cases} \quad (6.13)$$

N_i : Sont les transformations infinies à une dimension.

VI-2-4-2-Cas bidimensionnel :

La généralisation de cette formulation pour le cas 2D se fait par le produit des transformations infinies à une dimension avec des fonctions de forme standard en η (direction finie).

Par conséquent les fonctions de forme sont données par :

$$M_i(\xi, \eta) = N_i(\xi)N_i(\eta) \quad (6.14)$$

$N_i(\xi)$: Transformation infinie à une dimension.

$N_i(\eta)$: Fonction de forme standard en η .

$M_i(\xi, \eta)$: Fonction de forme de l'élément fini.

Eléments infinis dans le cas étudié (voir la Figure VI.6) :

Dans ce cas les fonctions de forme de l'élément infini peuvent être données par :

$$X = \sum_{i=1}^8 M_i X_i$$

$$Y = \sum_{i=1}^8 M_i Y_i$$

$$\text{Avec : } \sum_{i=1}^8 M_i(\xi, \eta) = 1$$

$$M_1 = \frac{2(1+\xi)(-1-\eta+\xi)}{2(1-\eta)}$$

$$M_2 = \frac{(1+\xi)(1+\eta)}{2(1-\eta)}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = 0$$

$$M_6 = \frac{(1+\eta)(1-\xi)}{2(1-\eta)}$$

$$M_7 = \frac{2(1-\xi)(-1-\eta-\xi)}{2(1-\eta)}$$

$$M_8 = \frac{4(1+\xi)(-1-\xi)}{2(1-\eta)}$$

VI-2-5- Calcul de la matrice de rigidité de l'élément infini :

La transformation géométrique qui permet le passage des coordonnées locales aux coordonnées globales. Si s'écrit sous la forme suivante :

$$\begin{cases} X = \sum_{i=1}^8 M_i(\xi, \eta) X_i \\ Y = \sum_{i=1}^8 M_i(\xi, \eta) Y_i \end{cases} \quad (6.15)$$

Avec :

$M_i(\xi, \eta)$: Les fonctions de transformation de l'élément infini, sont citées précédemment.

L'interpolation du champ de déplacement des éléments infinis est donnée en termes des déplacements nodaux des nœuds situés à une distance finie.

En supposant que les déplacements tendent vers zéro à l'infini, l'élément infini peut être considéré comme un élément quadrilatère à 8 nœuds dont le champ de déplacement, sur la surface ($\xi=+1$) est nul.

Donc, les fonctions d'interpolation de l'élément infini sont obtenues directement à partir des celles correspondantes aux mêmes nœuds de l'élément fini.

Le champ de déplacement en tout point de l'élément est donné par :

$$\begin{cases} U = \sum_{i=1}^2 N_i(\xi, \eta) U_i \\ V = \sum_{i=1}^2 N_i(\xi, \eta) U_i \end{cases} \quad (6.16)$$

La matrice de rigidité de l'élément infini est donnée par :

$$[K^e] = \int [B]^T [D] [B] dV$$

Ou bien par :

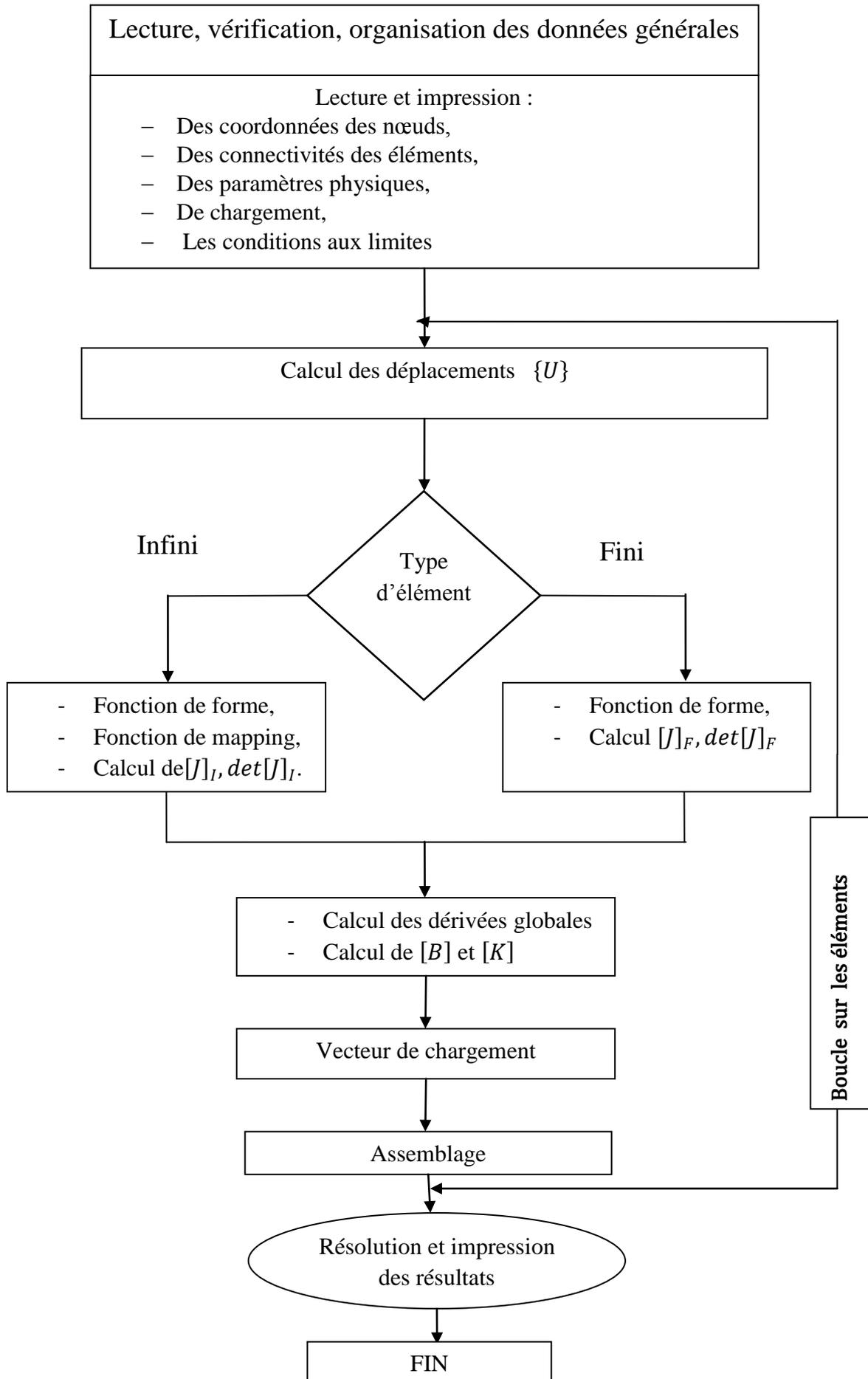
$$[K^e] = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D] [B] |J| d\xi d\eta$$

Pour un élément infini, les fonctions de transformations $M_i(\xi, \eta)$ sont différentes des fonctions d'interpolation $N_i(\xi, \eta)$.

D'où la matrice Jacobienne pour un élément infini est donnée par :

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial X}{\partial \xi} & \frac{\partial Y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial X}{\partial \eta} & \frac{\partial Y}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^8 \frac{\partial M_i X_i}{\partial \xi} & \sum_{i=1}^8 \frac{\partial M_i Y_i}{\partial \xi} \\ \sum_{i=1}^8 \frac{\partial M_i X_i}{\partial \eta} & \sum_{i=1}^8 \frac{\partial M_i Y_i}{\partial \eta} \end{bmatrix} \quad (6.17)$$

ORGANIGRAMME DE CALCUL



CHAPITRE VII

LES APPLICATIONS

VII-LES APPLICATIONS :

VII-1-ETUDE DE CONVERGENCE :

Pour l'étude de cette partie on a choisi comme exemple le tunnel sous l'hôpital Mustapha.

VII-1-1-Tunnel sous l'hôpital Mustapha (Métro d'Alger) :

Le métro d'Alger permettra le déplacement de 41000 voyageurs/heure, soit 150 millions de voyageurs/an avec des intervalles d'exploitation allant jusqu'à moins de 2 minutes. D'une vitesse de 70 km/h, le métro sera ouvert de 5h à 23h. Il y a une signalisation à base numérique de 23 escalier mécanique et des postes de commande centralisés [Article EL-Watan 5/08/2008].

Les études de conception générale ont abouti à la définition d'un schéma de réseau à long terme constitué de trois lignes :

Ligne 1: Grande poste - Tafourah - Plateau des Annassers - Haï El-Badre (Bach Djarah) - El Harrach - Bab Ezzouar.

Ligne 2: Ain Allah - Grande poste - Hussein Dey - Haï El-Badre (Bach Djarah) - Gué de Constantine.

Ligne 3: Hussein Dey - Plateau des Annassers - Ain Allah.

Totalisant environ 56 Km avec 54 stations. La réalisation est faite en deux étapes :

- La première étape concerne le tronçon de la ligne Hai El Badr – Grande Poste constitué de 9 KM de ligne avec 10 stations.
- La deuxième étape concerne les trois extensions vers Place des MARTYRS, EL Harrach et Ain Naadja.

Les intervenants :

Maître de l'ouvrage :

L'entreprise du Métro d'Alger ;

Les entreprises de Génie Civil et Travaux Publics:

- Tronçon Emir Abdelkader -Hama est réalisé par les entreprises Cosider et Génie Sider ;
- Tronçon Hamma-Hai El Badr est réalisé par un groupement d'entreprise algéroallemand (GAAMA) composé de :
 - DYWIDAG internationale ;
 - COSIDER travaux publics ;
 - INFRAFER.

Bureaux d'études:

- Pour les études Le bureau français RATP/SOFRETU ;
- Le groupement SGTE/SYSTRASS assure le suivi et le contrôle des travaux ;
- Les laboratoires LNHC et LTPC ont assuré le suivi du contrôle des matériaux.

Les résultats de la série des forages qui ont été réalisés sur le site considéré, ont montré que la structure géologique du profil est formée de trois couches.

Le procédé de construction retenu pour ce tunnel, comprend les étapes successives suivantes :

- Le creusement de tunnel est fait par la méthode de demi-section (la demi-section supérieure puis la demi-section inférieure),
- La mise en place des cintres, ce sont des cintres métalliques de type HEB 180 espacés de 1m, immédiatement après chaque creusement d'une travée, la mise en place de treillis soudé et l'application d'une couche de béton projeté de 0.20m d'épaisseur,
- Application d'une couche de béton projeté avec treillis soudé sur le front de taille supérieur,
- Creusement de la demi-section inférieure et la mise en place des cintres de la demi-section inférieure y compris le radier provisoire,
- Application d'une couche de béton projeté avec treillis soudé sur le front de taille inférieur,
- Une fois la longueur d'un plot dégagée retirer les engins vers l'arrière,
- Ferrailage et bétonnage du radier,
- Une fois le béton du radier suffisamment dur, ferrailer, coffrer et bétonner la voûte.

La distance de pose du soutènement au front de taille est de 1.50m, le taux de déconfinement λ_d (selon la méthode de BERNAUD-ROUSSET) est de 0.47, le module de Young du béton à court terme est de 32000 MPa et celui des cintres est de 210000 MPa.

$H_c = 21,5\text{m}$: Hauteur de couverture,

$H_0 = 26,85\text{m}$: Hauteur totale.

$\sigma_0 = \sum \gamma_i H_i = \gamma_0 H_0 = 0.02 \times 26.85 = 0.537 \text{ MPa}$ (pour l'étude de convergence).

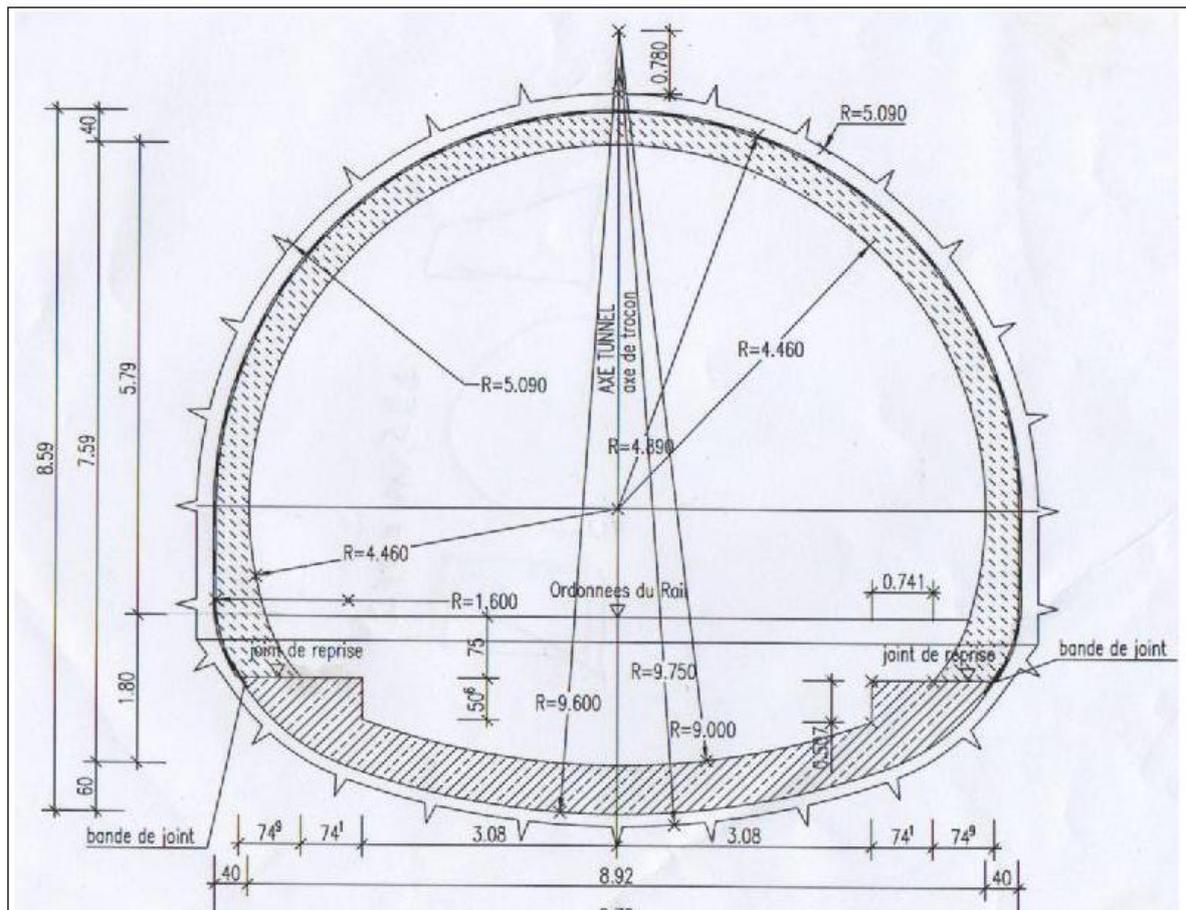


Figure VII.1. Section transversale du tunnel de Métro d'Alger.

Pour ce cas d'étude on a choisi comme modèle de calcul pour la discrétisation du sol un modèle rectangulaire, car l'étude de convergence de la M.E.F ne dépend pas du modèle, elle dépend de la taille et du nombre des éléments.

Les différents types du maillage :

On a pris comme maillage les modèles suivants :

Modèle 2X2 :

Deux éléments : 1 élément de 10m et 1 élément de 11.5m.

Le nombre de nœuds est de 21, et le nombre de degrés de liberté est de 29.

Modèle 4X4 :

Quatre éléments : 1 élément de 5m et 3 éléments de 5.5m

Le nombre de nœuds est de 65, et le nombre de degrés de liberté est de 107.

Modèle 8X8:

Huit éléments : 2 éléments de 2.5m, et 6 éléments de 2.75m.

Le nombre de nœuds est de 225, et le nombre de degrés de liberté est de 407.

Modèle 12X12 :

Douze éléments : 4 éléments de 1m, 5 éléments de 2m, et 3 éléments de 2.5m

Le nombre de nœuds est de 481, et le nombre de degrés de liberté est de 899.

Modèle 16X16 :

Seize éléments: 3 éléments de 0.5m, 3 éléments de 1m, 6 éléments de 1.5m, et 4 éléments de 2m. Le nombre de nœuds est de 833, et le nombre de degrés de liberté est de 1583.

Modèle 18X18 :

Dix-huit éléments : 2 éléments de 2m, 7 éléments de 1.5m, 5 éléments de 1m, 1 élément de 0.7m, 2 éléments de 0.5m, 1 élément de 0.3m.

Le nombre de nœuds est de 1045, et le nombre de degrés de liberté est de 1997.

VII-1-2-Les résultats obtenus :**Les résultats théoriques :**Déplacement théorique :

$$\Delta_{th} = \left(\frac{1 + \nu}{E} \right) \sigma_0 \frac{R^2}{r}$$

Le déplacement à la clé de voute :

$$\Delta_{th}^{clé} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 R = 67.9 \text{ mm}$$

La contrainte théorique :

$$\sigma_{th}^{clé} = \sigma_0 \left(1 - \frac{R^2}{H_0^2} \right) = 0.5156 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus par éléments finis :

Le tableau et les graphes ci-dessous montrent la façon de convergence des déplacements en clé de voute et des contraintes verticales maximales.

Tableau VII.1. Les valeurs des déplacements et des contraintes en fonction des éléments

Nombre d'éléments	2X2 =4	4X4 =16	8X8 =64	12X12 = 44	16X16 =256	18X18 =324
$\Delta^{clé}(mm)$	71.46	75.93	76.44	76.64	76.67	76.73
$\sigma_y(MPa)$	0.1228	0.355	0.4637	0.5184	0.5313	0.533

Les courbes suivantes expriment les résultats mentionnés dans le tableau ci-dessus :

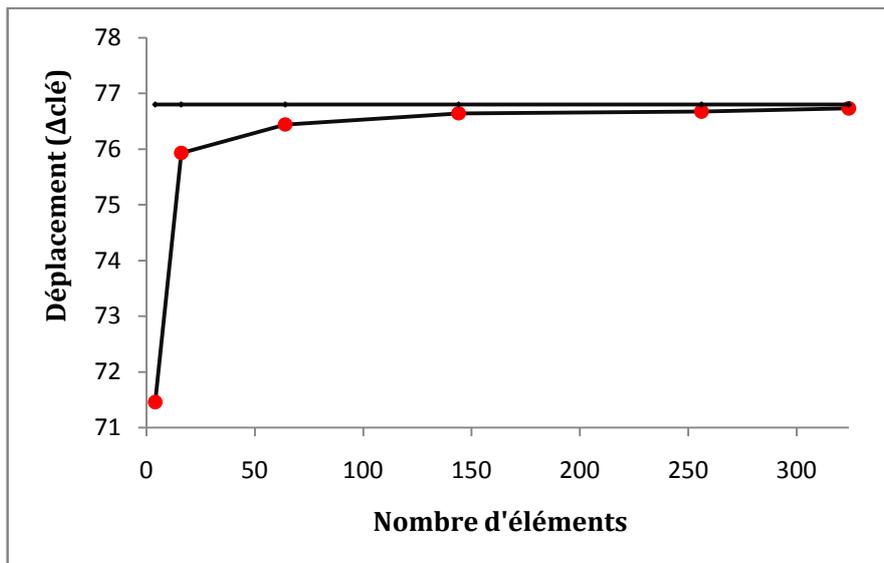


Figure VII. 2. Convergence des déplacements en fonction de nombre d'élément

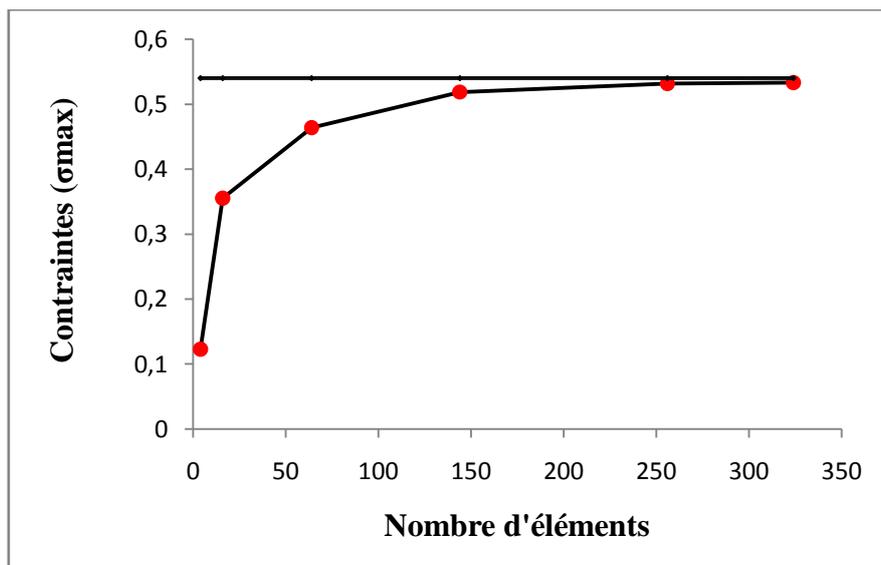


Figure VII.3. Convergence des contraintes en fonction de nombre d'éléments

Après l'analyse des deux courbes on peut dire que la courbe des déplacements converge plus rapidement que la courbe des contraintes.

VII-2-ETUDE DE CONVERGENCE DES MODELES ETUDIES :

Cette étude consiste à comparer l'efficacité des résultats à obtenir par deux modèles différents, l'un dit modèle circulaire (M.C.) et l'autre dit modèle rectangulaire (M.R.). Pour cela on a l'examen de deux études paramétriques :

VII-2-1-Etude paramétrique N°1 :

On a pris comme exemple une excavation d'une hauteur de couverture constante ($H_c = 24\text{m}$) et des rayons variables (2.4, 3, 4, 6, 12) correspondant à des (R.G.S) égaux à (5, 4, 3, 2, 1).

Avec :

R.G.S : Rapport de géo-stationnarité, $R.G.S = \frac{H_c}{2R} = \frac{H_c}{D}$

$E=55\text{MPa}$, $\nu=0.3$, et $\gamma=20\text{KN/m}^2$.

On a pris comme modélisation : le modèle 16X16 éléments Q8

Avec la taille des éléments : 1 élément de 0.3m, 2 éléments 0.6m, 2 éléments de 1m, 3 éléments de 1.5m, 8 éléments de 2m.

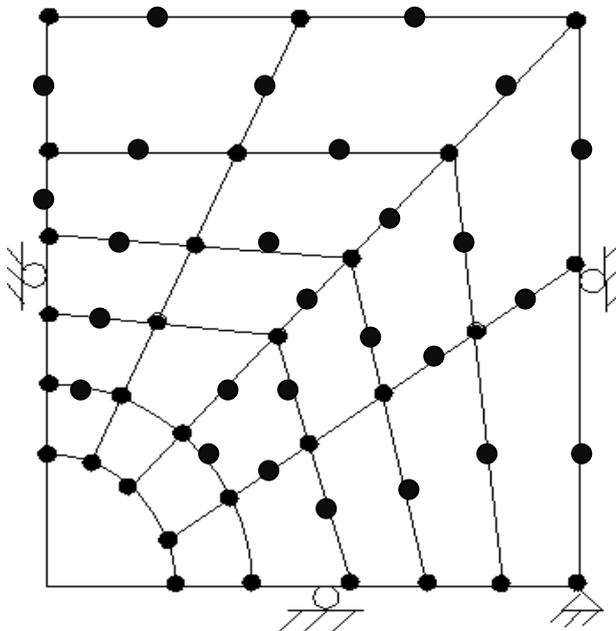


Figure VII.4. Modèle rectangulaire (M.R.)

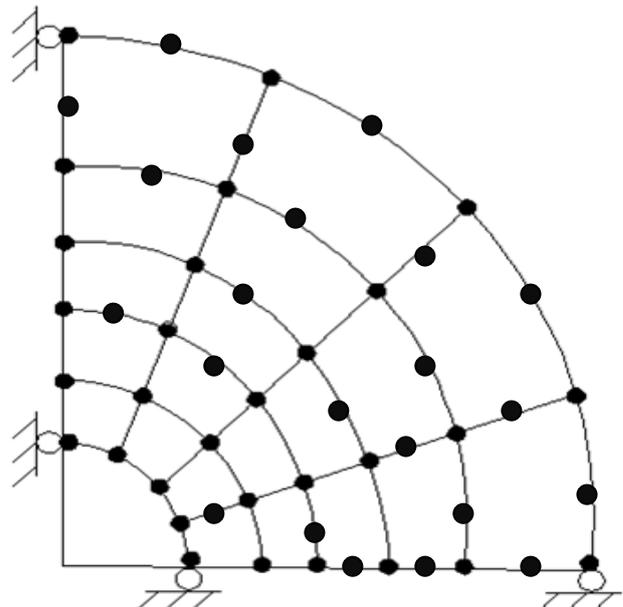


Figure VII.5. Modèle circulaire (M.C.)

Cas isotrope : $K_0 = 1$

Les différents résultats (déplacements en clé de voute et en surface (Δ^1) et des contraintes) pour les deux modèles (M.C.) et (M.R.) sont présentés dans le tableau (VII.2):

Tableau. VII.2. Valeurs des déplacements et des contraintes

Modèle \ R.G.S		5	4	3	2	1
M.C	$\Delta^1(mm)$	3.842	6.028	10.80	24.81	107.2
	$\Delta^{clé}(mm)$	30.55	39.33	55.09	91.18	242.9
	$\sigma_y(MPa)$	0.5189	0.5382	0.568	0.6233	0.7731
	$e^{\Delta}(\%)$	1.96	2.64	3.9	6.67	15,92
	$e^{\sigma}(\%)$	0.9	0.96	3.44	7.6	17.21
M.R	$\Delta^1(mm)$	5.417	8.534	15.41	36.00	163.3
	$\Delta^{clé}(mm)$	30.93	40.05	56.75	96.42	278.8
	$\sigma_y(MPa)$	0.5194	0.5388	0.5688	0,60	0,75
	$e^{\Delta}(\%)$	3.16	4.4	6.71	11.75	26.75
	$e^{\sigma}(\%)$	0.8	1.07	3.56	7.76	17.52

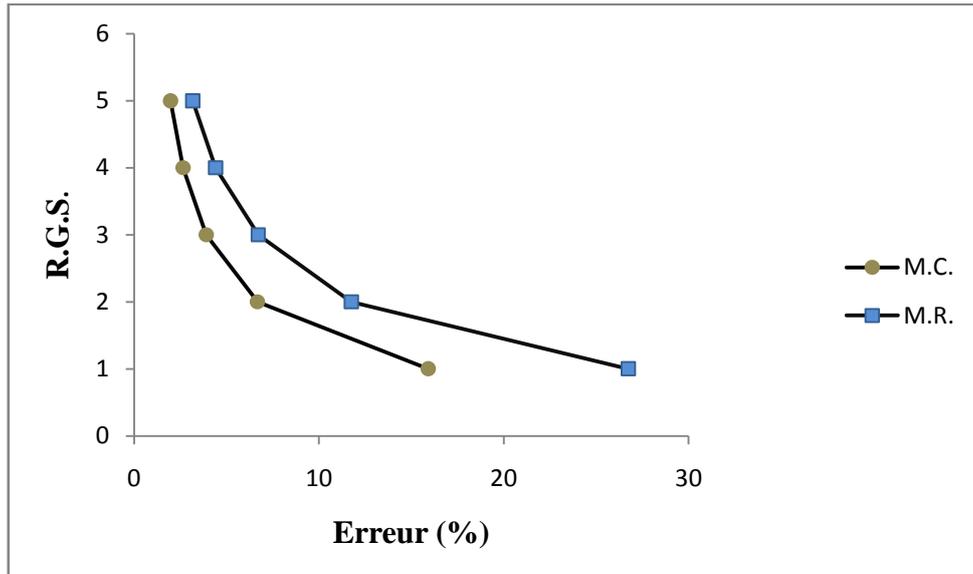


Figure VII.6. Variation de l'erreur sur les déplacements en clé de voûte

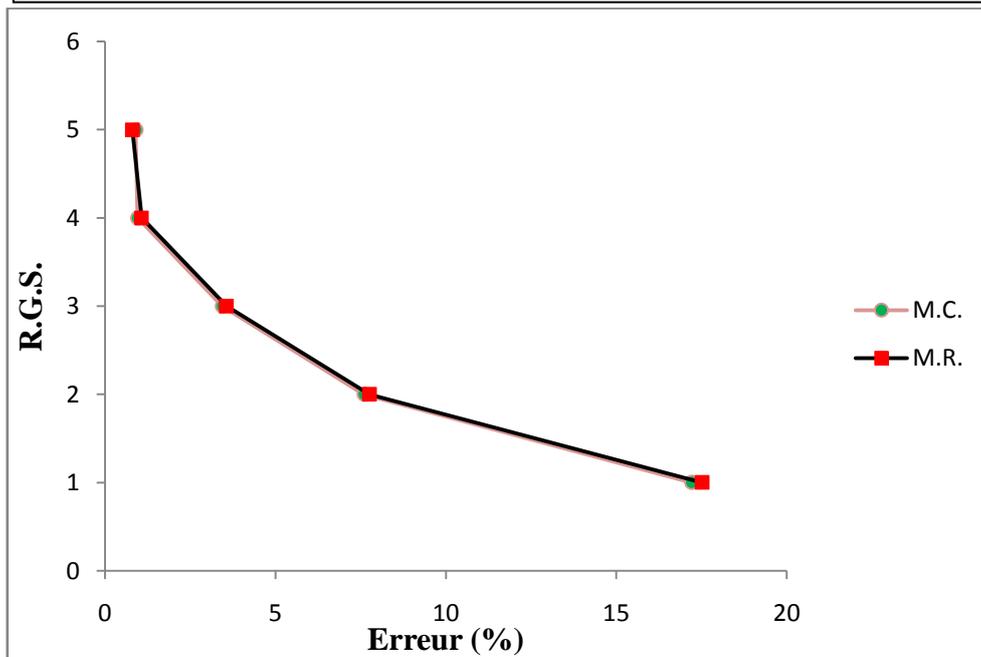


Figure VII.7. Variation de l'erreur sur les contraintes maximales

En examinant les deux courbes on peut dire que le (M.C.) est supérieur par rapport à (M.R.), car les erreurs en déplacements sont de l'ordre de 50% de plus par rapport (M.C.).

Cas anisotrope : $K_0 = 0.5$:

Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient d'anisotropie α des deux modèles, tel que α est donnée par la formule suivante : $\alpha = \frac{\Delta^{clé}(anisotrope)}{\Delta^{clé}(isotrope)}$

Les valeurs de α retrouvées par la méthode des éléments finis sont comparées par la valeur théorique de coefficient d'anisotropie α^{th} :

L'expression de coefficient d'anisotropie théorique est comme suit :

$$\alpha^{th} = 0.5[(1 + K) + (1 - K)(3 - 4\nu)]$$

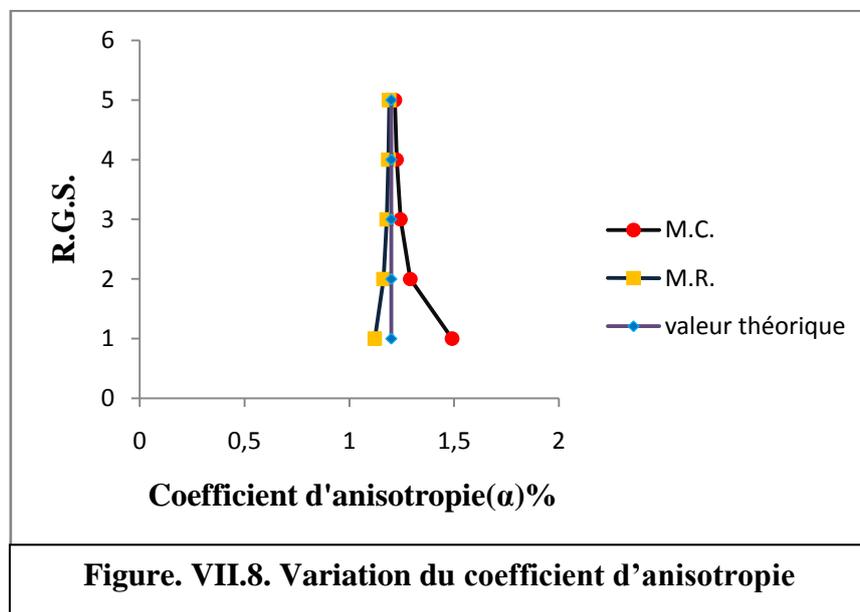
Pour $K_0 = 0.5, \nu = 0.25 ; \alpha^{th} = 1.25$

$K_0 = 0.5, \nu = 0.3 ; \alpha^{th} = 1.2$ (notre cas).

Tableau VII.3. Les coefficients d'anisotropie

R.G.S.		5	4	3	2	1
M.C.	α	1.216	1.225	1.243	1.29	1.49
	e (%)	1.33	2.08	3.58	7.5	24.16
M.R.	α	1.19	1.186	1.178	1.162	1.121
	e (%)	0.83	1.16	1.83	3.16	6.58

Les valeurs de tableau (V.3) sont exprimées dans le graphe suivant :



Les valeurs des coefficients d'anisotropie, des deux modèles (M.C.) et (M.R.), trouvées par la MEF convergent vers la valeur théorique suivant l'augmentation de R.G.S.

Le (M.R.) converge plus rapidement que le (M.C.).

VII-2-2-Etude paramétrique N°2 :

Dans ce cas le rayon $R= 4\text{m}$ est constant et la hauteur de couverture est variable,

$H_c = 40\text{m}, 32\text{m}, 24\text{m}, 16\text{m}, 8\text{m}$. Correspondant à des valeurs de R.G.S. égaux à (5, 4, 3, 2, 1).

Pour ce cas on a opté aux différents maillages :

R.G.S=5 :

Modèle 24X24 : 4 éléments de 2.5, 10 éléments de 2m, 4 éléments de 1.5m, 2 éléments de 1m, 1 élément de 0.7, 2 éléments 0.5m, et 1 élément de 0.3m.

R.G.S=4 :

Modèle 24X24 : 8 éléments de 2m, 6 éléments de 1.5m, 4 éléments de 1m, 1 élément de 0.7, 4 éléments de 0.5m, et 1 élément de 0,3m.

R.G.S=3 :

Modèle 24X24 : 1élément de 2m, 5 éléments de 1.6, 10 éléments de 0.7, 6 éléments de 0.5m, et un élément de 0.3m.

R.G.S=2 :

Modèle 12X12 : 4 éléments de 2m, 3 éléments de 1.5m, 2 éléments de 1m, 3 éléments de 0.5m.

R.G.S=1 :

Modèle 8X8 : 2 éléments de 2m, 2 éléments de 1m, et 4 éléments de 0.5m.

Cas isotrope :

Le tableau VII.4 donne les résultats en valeurs de déplacements et de contraintes :

Tableau. VII. 4. Valeurs des déplacements et des contraintes

RGS		5	4	3	2	1
Modèle						
M.C	$\Delta^1(mm)$	10.67	10.71	10.8	11.02	11.89
	$\Delta^{clé}(mm)$	84.67	69.66	54.8	40.52	27.17
	$\sigma_y(MPa)$	0.8808	0.7206	0.5603	0.384	0.2381
	$e^{\Delta}(\%)$	1.73	2.88	3.46	6.68	16.78
	$e^{\sigma}(\%)$	1	1.33	2.19	2.93	10.54
M.R.	$\Delta^1(mm)$	15.05	15.17	15.41	15.95	18.07
	$\Delta^{clé}(mm)$	85.72	70.96	56.46	42.85	31.12
	$\sigma_y(MPa)$	0.8813	0.7212	0.5611	0.397	0.2423
	$e^{\Delta}(\%)$	2.93	4.07	6.12	11,76	27.08
	$e^{\sigma}(\%)$	1.06	1.41	2.34	3.27	12.1

Les résultats de ce tableau sont exprimés dans les graphes suivants :

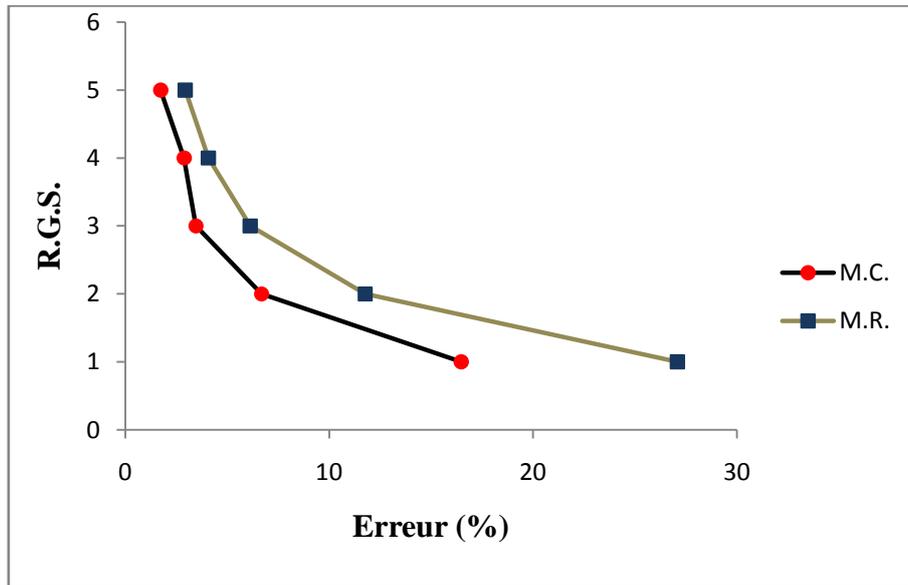


Figure VII.9. Variation de l'erreur sur les déplacements

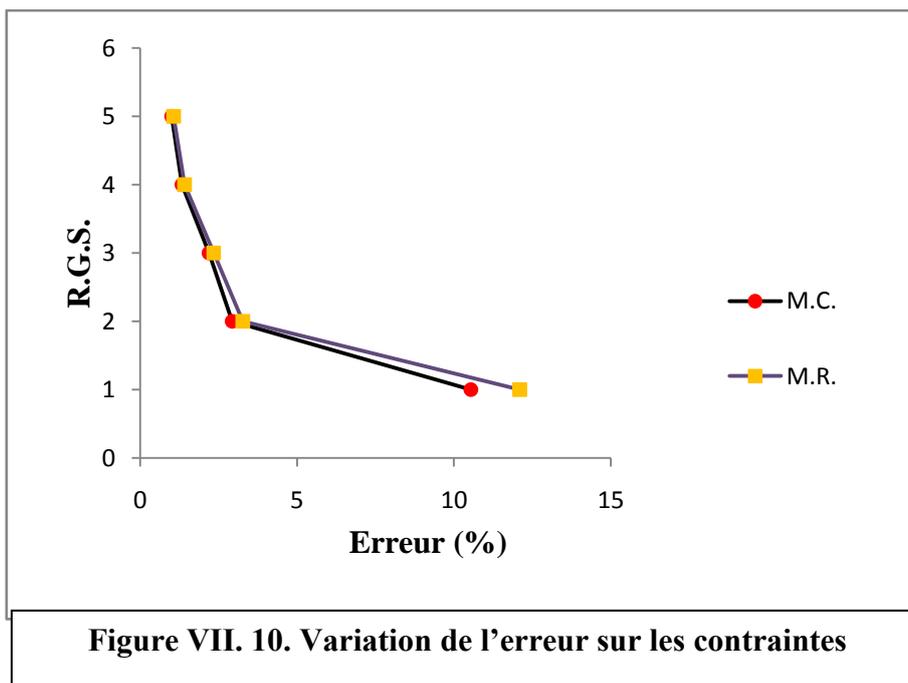


Figure VII. 10. Variation de l'erreur sur les contraintes

Après l'examen des résultats, on a constaté que le (M.C.) est nettement meilleur par rapport au (M.R.), le modèle rectangulaire est souple.

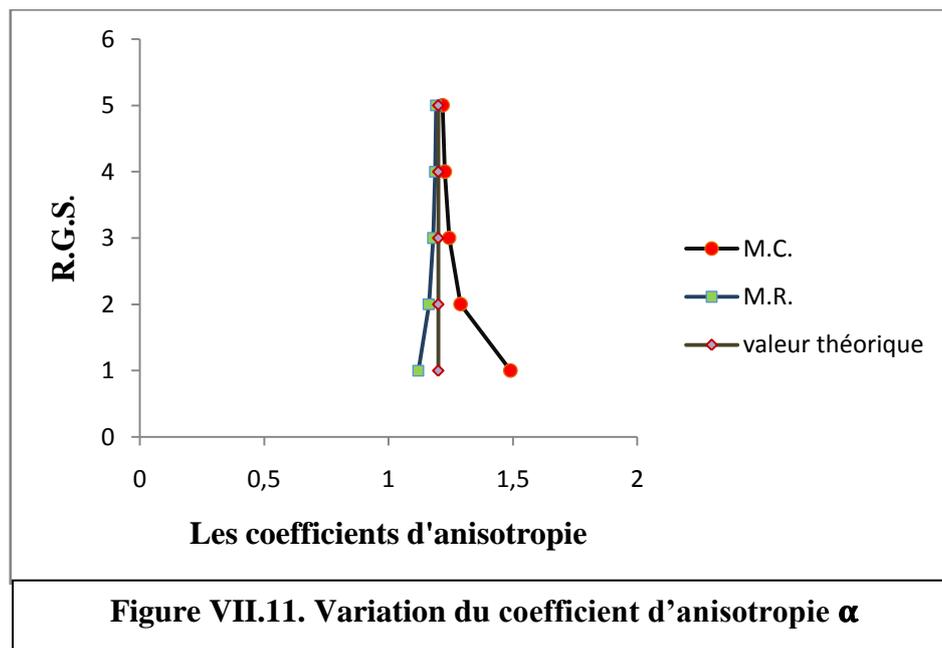
Cas anisotrope :

Le tableau suivant donne les valeurs des coefficients d'anisotropie pour la deuxième étude paramétrique :

Tableau VII.5. Les coefficients d'anisotropie

R.G.S		5	4	3	2	1
M.C.	α	1.217	1.226	1.244	1.29	1.491
	e (%)	1.41	2.6	3.66	7.5	24.25
M.R.	α	1.191	1.187	1.18	1.162	1.12
	e (%)	0.75	1.08	1.66	3.16	6.66

Le tableau (VII.5) est exploité pour tracer la courbe suivant :



La tendance de la variation du coefficient d'anisotropie est similaire dans les deux études paramétriques, la courbe de (M.R.) converge légèrement mieux que celle de (M.C.).

VII-2-3-Conclusion :

Les études paramétriques réalisées ont permis de montrer que (M.C.) donne des résultats numériques qui se rapprochent mieux des résultats théoriques par rapport à un modèle rectangulaire.

En conséquence un classement des tunnels sur la base de R.G.S. est proposé pour les tunnels à faible, moyenne et grandes profondeurs, le classement est donné dans le tableau suivant :

Tableau VII. 6. Classement des tunnels

Catégories des tunnels	Modèle rectangulaire (M.R.)	Modèle circulaire (M.C.)
Faible profondeur	R.G.S. < 3	R.G.S. < 2
Moyenne profondeur	$3 \leq \text{R.G.S.} \leq 4$	$2 \leq \text{R.G.S.} < 4$
Grande profondeur	R.G.S. ≥ 5	R.G.S. ≥ 4

VII-3-ETUDE DU TUNNEL SOUS L'HOPITAL MUSTAPHA (METRO D'ALGER) SANS SOUTÈNEMENT :

L'étude porte sur le tunnel sous l'hôpital Mustapha (métro d'Alger) dont le massif rocheux se compose de trois couches de caractéristiques mécaniques différentes. Les deux modèles adoptés (M.C.) et (M.R.) sont constitués de 324 éléments finis quadrilatères à huit nœuds (Q8), d'un nombre total de nœuds égal à 1045 et de respectivement 1997 et 2016 degrés de liberté actifs pour le (M.R.) et le (M.C.). La profondeur du tunnel à son axe $H_0 = 26.85\text{m}$, le rayon de 5.35m correspondant à un R.G.S égal à 2, et $\sigma_0 = \sum \gamma_i h_i + q_i = 0.537 + 0.02 = 0.557$ MPa, avec q_i : les surcharges en surface.

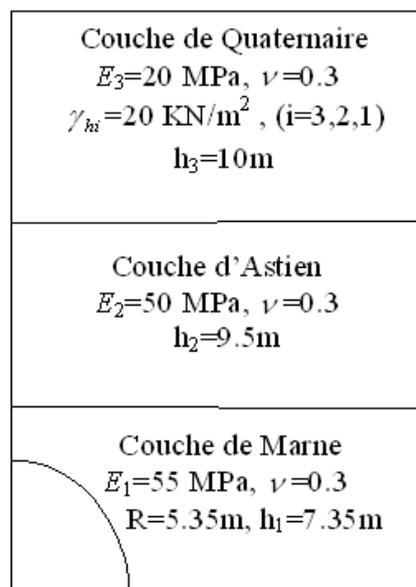


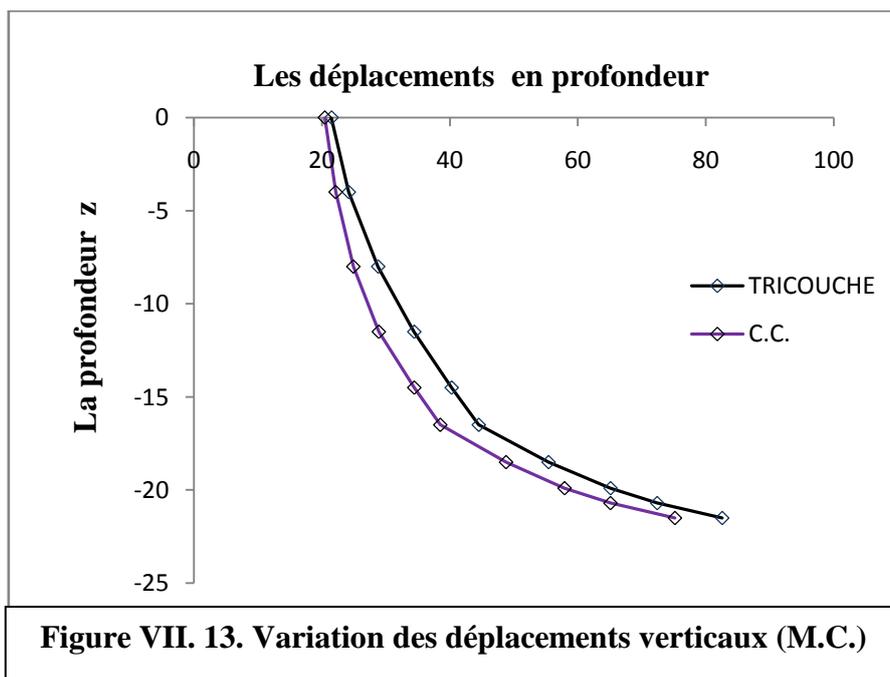
Figure VII.12. Profil de masse

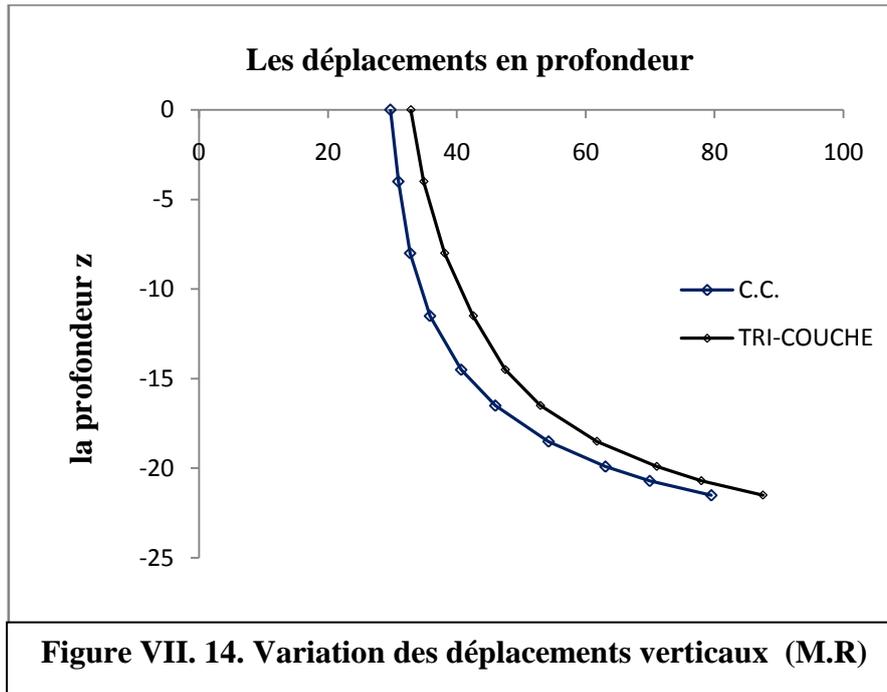
Le tableau suivant donne les résultats de variation des déplacements pour les deux modèles. La comparaison se fera par rapport à la méthode de convergence-confinement où le module de Young est pris égal à 55MPa.

Tableau VII.7. Les tassements en clé de voute

Modèle \ Z (m)		26,85	22,85	18,85	15,35	12,35	10,35	8,35	6,95	6,15	5,35
		M.R	Δ (C.C.) (mm)	29,68	30,91	32,74	35,82	40,67	45,97	54,23	63,06
Δ (Tri-couche) (mm)	32,85		34,86	38,09	42,55	47,51	52,96	61,72	71,02	77,94	87,49
M.C	Δ (C.C.) (mm)	20,45	22,14	24,91	28,89	34,44	38,50	48,78	57,93	65,10	75,18
	Δ (Tri-couche) (mm)	21,48	24,18	28,77	34,42	40,26	44,50	55,41	65,10	72,39	82,56

Les courbes de tassements en clé de voute





Les erreurs par rapport aux deux modèles (M.C.) et (M.R.) sont respectivement 9.4% et 11.06% pour le cas partant de notre tri-couche.

Sachant que ces erreurs sont des sous-estimations, c'est-à-dire que la méthode de convergence-confinement donne des résultats en déplacements inférieurs par rapport à la tri-couche. Une technique d'homogénéisation est proposée en vue d'appliquer la méthode de convergence confinement d'une manière réaliste dans les sols stratifiés. Cette technique consiste à homogénéiser les couches deux à deux, puis calculer et corriger la moyenne des valeurs trouvées en proposant les relations suivantes :

$$E_{\acute{e}q} = \frac{\sum E_i^{moy}}{n - 1}$$

$$E_i^{moy} = \frac{0.5E_i h_i + 0.5E_{i+1} h_{i+1}}{0.5h_i + 0.5h_{i+1}}$$

$$E_{\acute{e}q}^c = E_{\acute{e}q} \left\{ 1 + \frac{E_1 - E_{\acute{e}q}}{\sum E_i} \right\}$$

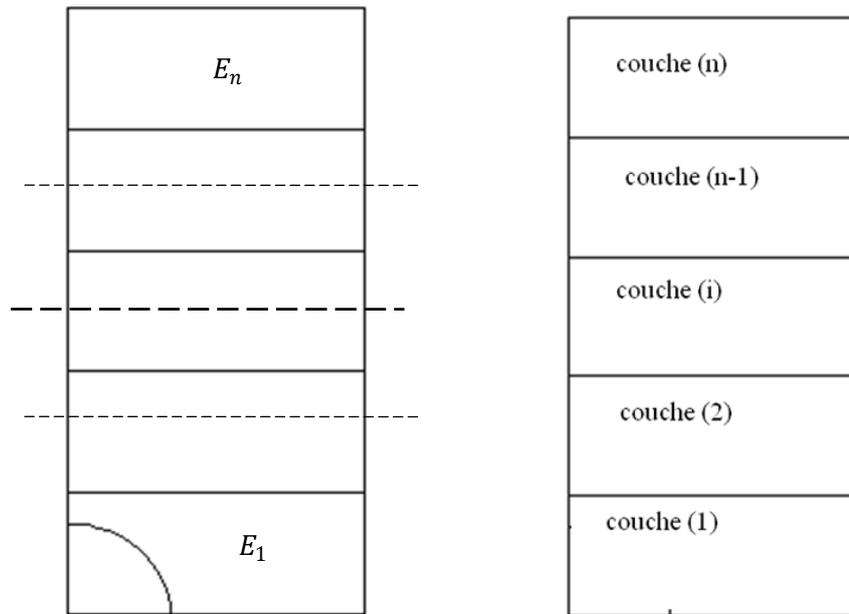


Figure 15. VII. Modèle de masse concentrée pour un massif multicouche

Les tassements obtenus par l'homogénéisation des couches sont dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 8. Déplacements en profondeur dans le cas d'homogénéisation

Modèle \ Z(m)	26,85	22,85	18,85	15,35	12,35	10,35	8,35	6,95	6,15	5,35
Δ (M.C.)	24,45	26,47	29,78	34,54	41,17	48,03	58,32	69,26	77,83	89,89
Δ (M.R.)	35,48	36,96	39,14	42,83	48,63	54,96	64,84	75,39	83,61	95,04

Pour examiner la différence entre le modèle tri-couche et le modèle homogénéisé, on trace les courbes suivantes :

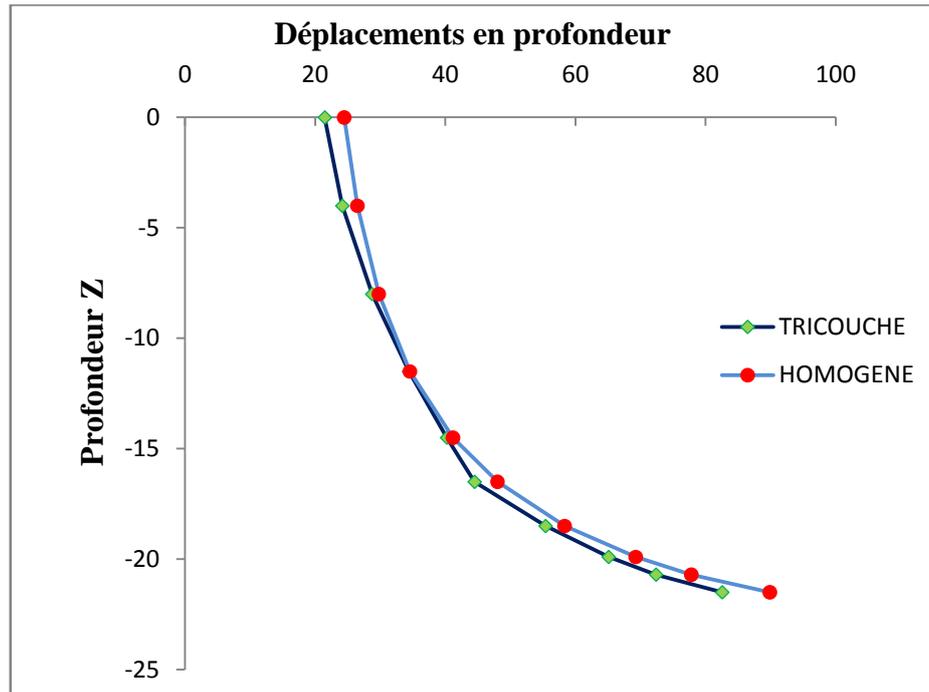


Figure VII. 16. Variation des déplacements pour (M.C.)

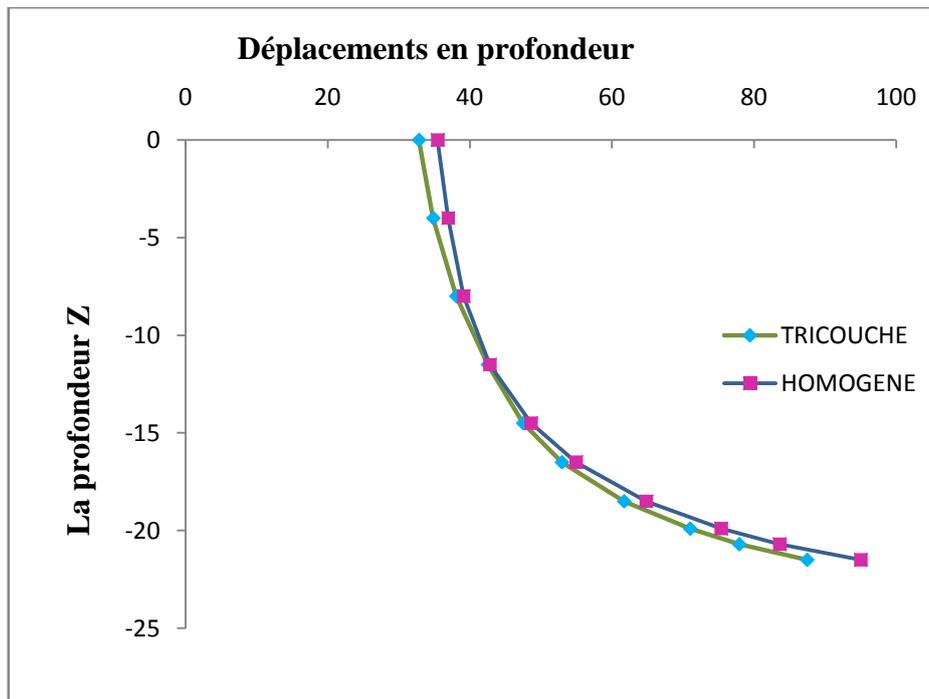


Figure VII. 17. Variation des déplacements pour (M.R.)

Les modèles homogénéisés et corrigés ont produit de très bons résultats en comparaison avec ceux obtenus par au tri-couche, l'erreur est de l'ordre de 8% de surestimation.

Cette technique d'homogénéisation a pour but de donner une solution pour appliquer la méthode de convergence-confinement d'une manière réaliste dans les sols à différentes caractéristiques mécaniques.

VII-4-ETUDE DU TUNNEL SOUS L'HOPITAL MUSTAPHA (METRO D'ALGER) AVEC SOUTÈNEMENT :

On fixe comme modèle pour l'étude de cette partie, le modèle circulaire.

Les données :

La distance de pose de soutènement est de $d=1.5\text{m}$,

La distance entre-axes des HEB est $a=1\text{m}$,

L'épaisseur de béton projeté est de $e=20\text{cm}$,

$$e_1 = e - (4 \div 5\text{cm}) = 20 - 4 = 16\text{cm}.$$

La section de béton : $A_b = e_1 b_1$, avec $b_1 = \frac{a}{2} + \frac{b}{2} + x = 70\text{cm}$.

$$\text{Béton projeté} \begin{cases} f_{c28} = 25\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \nu = 0.2 \end{cases}$$

$$\text{HEB 180} \begin{cases} A = 65.3 \text{ cm}^2 \\ I = 3881 \text{ cm}^4 \\ h = b = 18 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_c = 240 \text{ MPa} \\ E_c = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa} \end{cases}$$

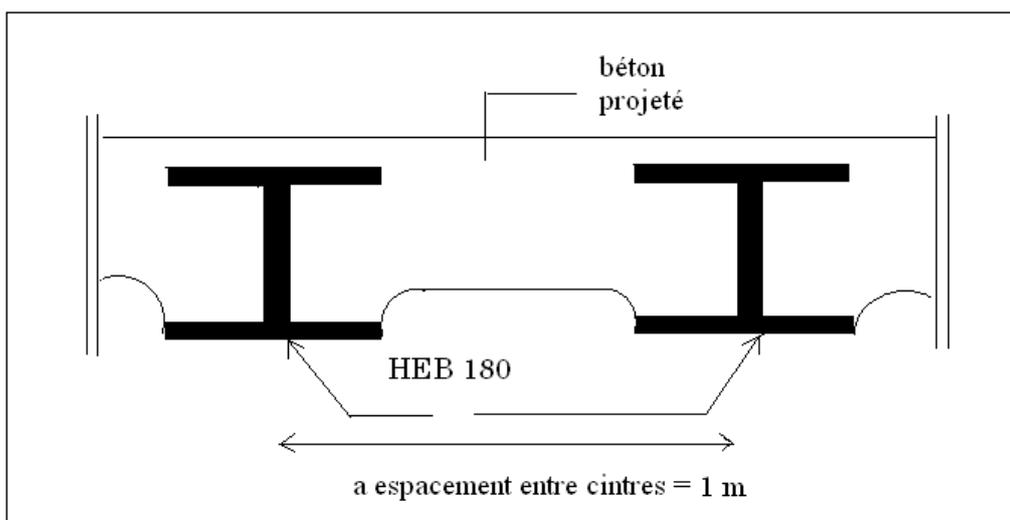


Figure VII.18. Coupe de soutènement provisoire

Pour une structure mixte (béton-acier), on doit calculer les caractéristiques équivalentes :

$$\text{Rigidité axiale : } E_{\text{eqa}}^b = \frac{(E_s A_s / a) + (E_b A_b / a)}{e}$$

$$\text{Rigidité flexionnelle : } E_{\text{eqf}}^b \frac{e^3}{12} = \frac{E_s I_s}{a} + \frac{E_b b_1 e_1^3}{12}$$

$$E_{\text{eq}}^{\text{moy}} = \frac{E_{\text{eqa}}^b + E_{\text{eqf}}^b}{2}$$

Pour les structures provisoires :

$$B_{25}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{inst}}^b = 32000 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{diff}}^b = 10700 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.2$$

Pour les structures définitives :

$$B_{30}, f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{inst}}^b = 34000 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{diff}}^b = 11300 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Cas différé : } \begin{cases} E_{\text{eqa}}^b = 12848.5 \\ E_{\text{eqf}}^b = 15902.7 \end{cases} \Rightarrow E_{\text{eq}}^{\text{moy}} = 14376 \text{ MPa}$$

$$\text{Cas instantané : } \begin{cases} E_{\text{eqa}}^b = 24776.5 \\ E_{\text{eqf}}^b = 23536.7 \end{cases} \Rightarrow E_{\text{eq}}^b = 24157 \text{ MPa}$$

VII-4-1-La courbe caractéristique du massif :

Cas isotrope $K_0=1$:

Courbe de convergence :

Calcul de taux de déconfinement :

$$\lambda_d = \text{fct}(d, k_{sn}), \text{ Si } d = 1.5\text{m} \Rightarrow \frac{d}{R} = 0.28$$

Par la méthode de BERNAUD-ROUSSET, on trouve $\lambda_d = 0.47$ (voir le tableau (IV.3) dans le chapitre IV).

Déconfinement partiel (court terme):

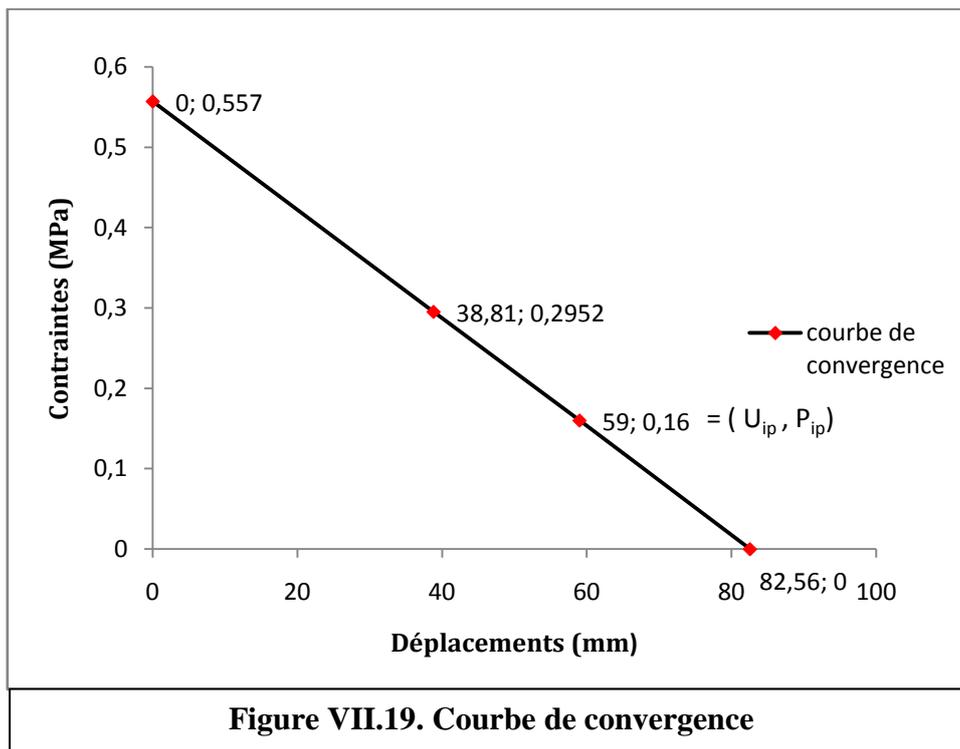
$$P_{id} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = (1-0.47) 0.557 = 0.2952 \text{ MPa.}$$

$$F_{app} = \lambda\sigma_0 = 0.2618 \text{ MPa}$$

On retrouve les résultats suivants :

$U_{id} = \Delta^{clé} = 38.81 \text{ mm}$, U_{id} , représente le déplacement en clé de voute qui correspond au déconfinement partiel.

$$\sigma_y^{max} = 0.2644 \text{ MPa.}$$



Le point (U_{ip}, P_{ip}) , est le point de plasticité.

$$P_{ip} = \frac{2\sigma_0 - H_p(K_p - 1)}{K_p + 1}, \quad H_p = \frac{c}{\text{tg}\varphi},$$

$$K_p = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right); \text{ C'est le coefficient de butée.}$$

$$H_p = \frac{220}{\text{tg}20} = 604.44 \text{ kN/m}^2,$$

$$K_p = 2.0396,$$

$$P_{ip} = 0.16 \text{ MPa},$$

Le déplacement U_{ip} qui correspond à la contrainte P_{ip} est déterminé à partir du graphe, on trouve $U_{ip} = 59 \text{ mm}$.

Phase d'activation des éléments de soutènement (sans C.A.L.):

Structure mixte : le soutènement est composé de béton projeté et de cintre métallique,

$$F_{app} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = 0.2952 \text{ MPa}$$

Avec l'activation des éléments de soutènement le nombre de degrés de liberté actifs est 2124, et le nombre des nœuds est 1101.

On trouve les résultats suivants :

$U_{id} = \Delta^{clé} = 1.61 \text{ mm}$, U_{id} , représente le déplacement en clé de voûte.

$$\sigma_y^{max} = 0.2647 \text{ MPa}$$

Calcul pour la structure mixte :

Raideur-soutènement :

$$\text{Béton projeté : } K_{sn} = \frac{E_b}{1-\nu^2} \frac{e}{R} = \frac{32000}{1-0.04} \frac{0.2}{5.35} = 1246.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{max} = \bar{\sigma}_b \frac{e}{R} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$U_s^{max} = \sigma_s^{max} \left(\frac{R}{K_{sn}} \right) = \bar{\sigma}_b \frac{e}{R} \left(\frac{R}{K_{sn}} \right) = \frac{(15)(0.2)}{1246.1} = 2.4 \text{ mm}$$

$$\text{Le cintre (HEB 180) : } K_{cn} = \frac{E_c A_c}{Ra} = 256.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c^{max} = \frac{\bar{\sigma}_c A_c}{aR} = 0.2926 \text{ MPa}$$

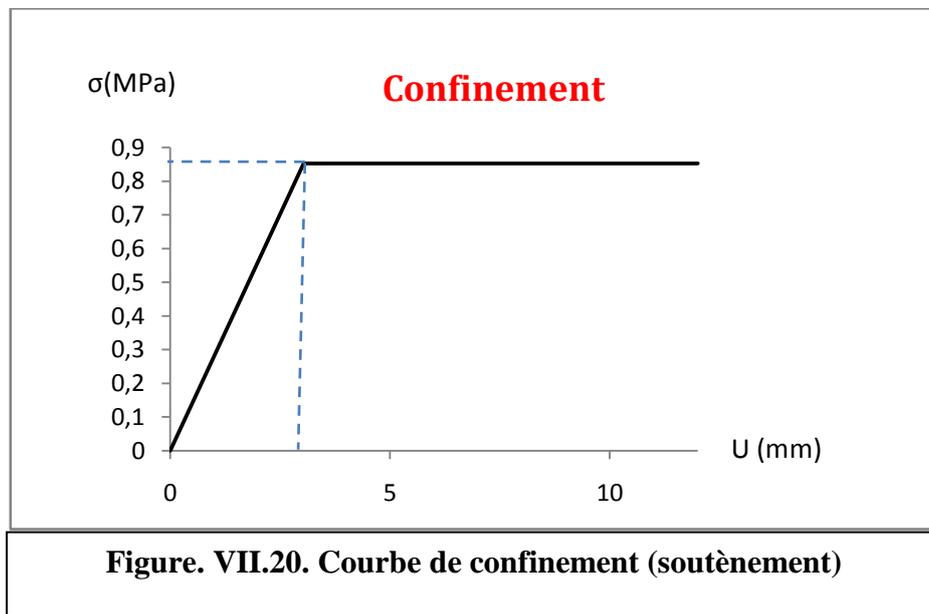
$$U_c^{max} = \sigma_c^{max} \frac{R}{K_{cn}} = \frac{(0.2926)(5.35)}{256.32} = 6.11 \text{ mm.}$$

Béton-Cintre :

$$U_{c+s}^{max} = (\sigma_c^{max} + \sigma_s^{max}) \frac{R}{(K_{sn} + K_{cn})} = 3.036 \text{ mm}$$

$$\sigma_c^{max} + \sigma_s^{max} = 0.8526 \text{ MPa}$$

Avec les résultats de calcul la structure, on trace la courbe caractéristique du soutènement suivants :



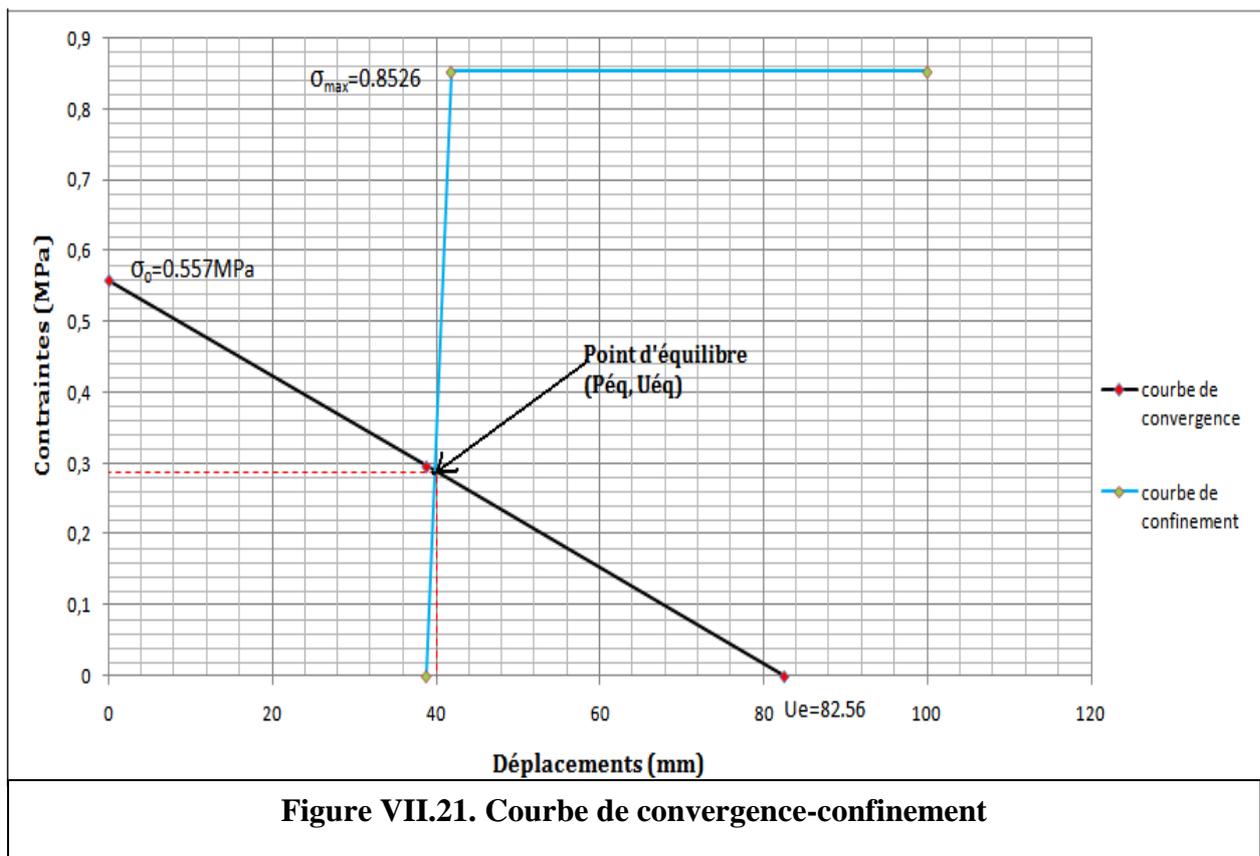
Etude graphique de la courbe de convergence et confinement :

$$\{U_{i+1}\} = \{U_i\} + \{\Delta U_i\}$$

$$\{\sigma_{i+1}\} = \{\sigma_i\} + \{\Delta \sigma_i\}$$

Tableau VII.9. Les valeurs de la courbe de convergence-confinement

σ (Mpa)	0.557	0.2952	0
U (mm)	0	38.81	82.56
σ (Mpa)	0	0.8526	0.8526
U (mm)	38.81	41.846	/



A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence et de confinement :

$$(U_{\text{éq}}^{\text{grf}}, P_{\text{éq}}^{\text{grf}}) = (40 \text{ mm}, 0,2866 \text{ MPa}) ;$$

Soutènement activé avec nouvelles C.A.L. (court terme):

On introduit les nouvelles conditions aux limites de soutènement ce qui engendre un effet de flexion dans la structure. Ainsi le module d'élasticité de la structure mixte est donné par la

formule suivante : $\frac{E_{\text{axial}} + E_{\text{flexion}}}{2} = 24157 \text{ MPa}$,

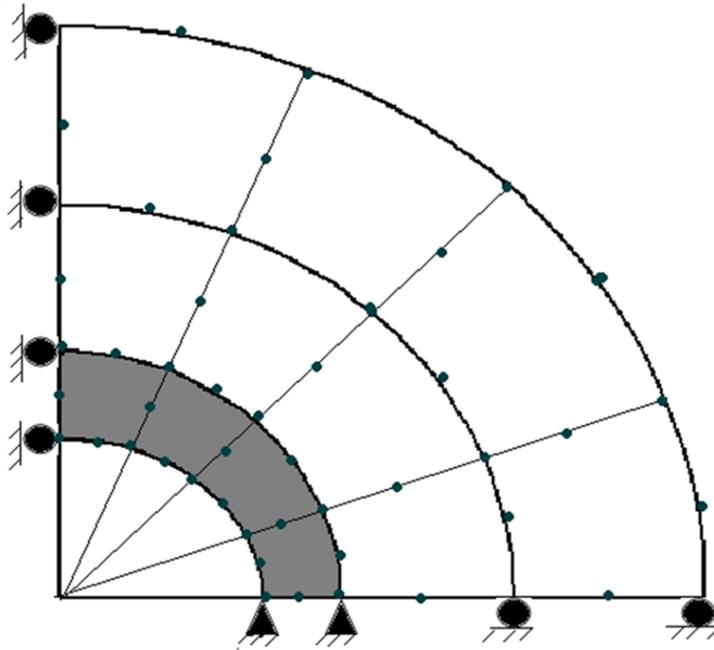


Figure VII.22. Modèle avec soutènement activé

$$\{U_{i+1}\} = \{U_i\} + \{\Delta U_i\} = 38.81 + 1.63 = 40.44 \text{ mm (sans C.A.L.)}$$

$$\{U_{i+1}\} = \{U_i\} + \{\Delta U_i\} = 38.81 + 2.481 = 41.291 \text{ mm (avec C.A.L.)}$$

$$\sigma_y^{\text{max}} = 0.269 \text{ MPa}$$

Vérification des calculs :**Calcul théorique de M. PANET (pour une structure mixte):**

$$P_{\text{éq}} = \frac{k_{\text{sn}}}{(1+k_{\text{sn}})} (1 - \lambda_d) \sigma_0 \quad U_{\text{éq}} = \frac{R\sigma_0}{2G} \left(\frac{1+\lambda_d k_{\text{sn}}}{1+k_{\text{sn}}} \right),$$

$P_{\text{éq}}$: C'est la pression de soutènement à l'équilibre,

$U_{\text{éq}}$: C'est le déplacement radial à l'équilibre,

$$k_{\text{sn}} = \frac{K_{\text{sn}}}{2G},$$

K_{sn} : C'est la rigidité normale du soutènement,

k_{sn} : C'est la rigidité normale du soutènement par rapport au massif,

$$K_{sn} = \frac{24776}{1-0.04} \left(\frac{0.2}{5.35} \right) = 964.8 ,$$

$$k_{sn} = \frac{948.8}{42.3} = 22.8 ,$$

$$P_{\acute{e}q} = 0.2828 \text{ MPa} , \quad U_{\acute{e}q} = 34.68 \text{ mm} .$$

Les formules utilisées par M. PANET aboutissent à des solutions rigides du fait que seules les caractéristiques mécaniques de la couche excavée entrent en ligne de compte.

Calcul de M. PANET modifié par la technique d'homogénéisation:

$$E_{\acute{e}q}^c = 46 \text{ MPa} ,$$

$$K_{sn} = 964.8$$

$$k_{sn} = \frac{964.8}{35.38} = 27.26$$

Le point d'équilibre donné par M. PANET après avoir procédé à l'homogénéisation de notre tri-couche est:

$$(U_{\acute{e}q}, P_{\acute{e}q}) = (41.16 \text{ mm}, 0.2847 \text{ MPa})$$

En effet, les résultats montrent clairement que l'équilibre final dépend des étapes de déconfinement et les différentes conditions aux limites. En plus, il est à noter que l'utilisation des équations de M. PANET pour la détermination analytique du point d'équilibre ($P_{\acute{e}q}, U_{\acute{e}q}$) du tunnel soutenu, ont fourni des résultats très satisfaisants après avoir procédé à l'homogénéisation du tri-couches du massif considéré.

Cas anisotrope $K_0 = 0.5$

On donne ci-dessous pour les différents cas de chargements le déplacement en clé de voute, le déplacement en surface et la contrainte maximale :

Chargement total σ_0 :

$$\Delta^{cl\acute{e}} = 107.1 \text{ mm}, \quad \Delta^1 = 41.24 \text{ mm}, \quad \sigma_y^{max} = 0.5761 \text{ MPa}.$$

Déconfinement partiel :

$$\Delta^{cl\acute{e}} = 50.41 \text{ mm}, \quad \Delta^1 = 19.38 \text{ mm}, \quad \sigma_y^{max} = 0.2707 \text{ MPa}.$$

Déconfinement total avec soutènement sans C.A.L. :

$$\Delta^{cl\acute{e}} = 17.80 \text{ mm}, \quad \Delta^1 = 7.345 \text{ mm}, \quad \sigma_y^{max} = 0.3419 \text{ MPa}.$$

Soutènement avec conditions aux limites :

$$\Delta^{cl\acute{e}} = 3.114 \text{ mm}, \quad \Delta^1 = 9.518 \text{ mm}, \quad \sigma_y^{max} = 0.3178 \text{ MPa}.$$

On récapitule les résultats trouvés par E.F. et M. PANET dans les deux cas (isotrope et anisotrope), pour les différents types de chargement dans le tableau suivant :

Tableau VII.10. Récapitulatif des résultats

	$K_0 = 1$			$K_0 = 0.5$		
Chargement	Δ^1 (mm)	$\Delta^{clé}$ (mm)	σ_y^{max} (MPa)	Δ^1 (mm)	$\Delta^{clé}$ (mm)	σ_y^{max} (MPa)
Chargement total	21.48	82.56	0.5626	41.24	107.2	0.5761
Déconfinement partiel	10.10	38.81	0.2644	19.38	50.41	0.2707
Déconfinement total sans C.A.L.	0.4124	1.61	0.2647	7.345	17.80	0.3419
Déconfinement total avec C.A.L	0.8503	2.481	0.269	3.114	9.518	0.3178
Equilibre de M. Panet	$U_{éq} = 34.68\text{mm}$					
Equilibre après correction	$U_{éq}^c = 41.16\text{mm} / (E_{éq}^c = 46\text{MPa})$			—		

VII-5-CUVETTES DE TASSEMENTS :

La prévision des tassements de surface constitue l'un des enjeux des projets de la construction des ouvrages souterrains en site urbain.

La construction souterraine y compris le creusement des tunnels peu profonds provoque des déformations en surface du massif qui les accueille. Ces déformations sont surtout représentées par des tassements qui ne sont pas uniforme mais se concentrent à l'aplomb du souterrain sous la forme de cuvette de tassement. Le problème est particulièrement sensible dans les villes, où ces tassements affectent toutes les composantes du tissu urbain, qu'il s'agisse des bâtiments, des ouvrages d'arts ou d'autres types de construction.

Les tassements de surface résultent d'un double mécanisme d'interaction sol-structure : l'interaction entre le tunnel et le massif, d'une part, et l'interaction entre le massif et le bâti environnant, d'autre part.

Au voisinage du front de taille, le champ de déplacements engendrés par le creusement est tridimensionnel : à la convergence du terrain dans le plan orthogonal à l'axe du tunnel

(tassement en clé de voûte, soulèvement du radier) s'ajoutent des déplacements d'extrusion du terrain vers le front de taille, dans la direction de l'axe du tunnel.

Globalement, les vecteurs de déplacements sont dirigés vers la région active de l'excavation, ce qui, compte tenu de la progression quasi continue du creusement, confère au champ des déplacements un caractère évolutif : en un point situé dans une section donnée du massif, la direction et l'amplitude du vecteur de déplacement du sol changent à l'approche du front, lors de son passage, puis pendant son éloignement de la section considérée. L'interaction tunnel-massif se traduit donc par des convergences en paroi, l'extrusion du front et par des efforts dans les soutènements. La convergence totale (convergence en avant et en arrière du front) et l'extrusion composent ce que l'on nomme les pertes de volume.

Ces différents ingrédients sont rassemblés dans la figure ci-dessous qui représente un écorché tridimensionnel d'un tunnel en construction, qui avance vers la droite du graphique et est éclairé de l'intérieur. On y voit :

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

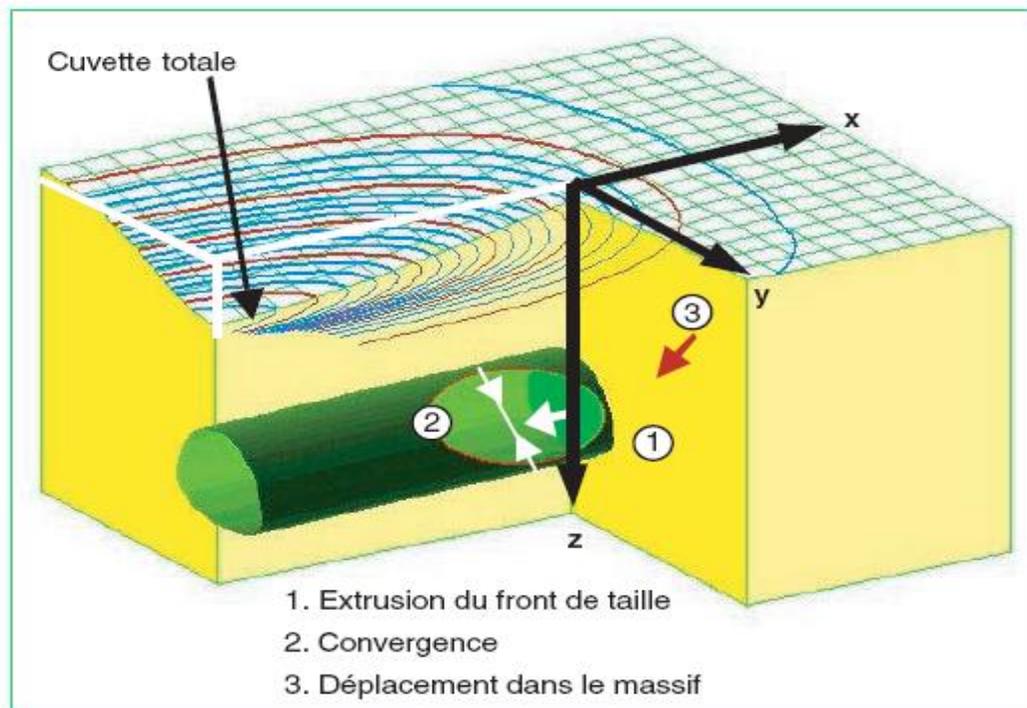


Figure VII. 23. Déformations des sols pendant le creusement d'un tunnel.

VII-5-1-Etude comparative entre modèles (M.C. et M.R.) :

On a effectué une étude comparative entre deux modèles (M.C.) et (M.R.) pour valider leur équivalence (en free boundary conditions), afin de pouvoir calculer les tassements en surface.

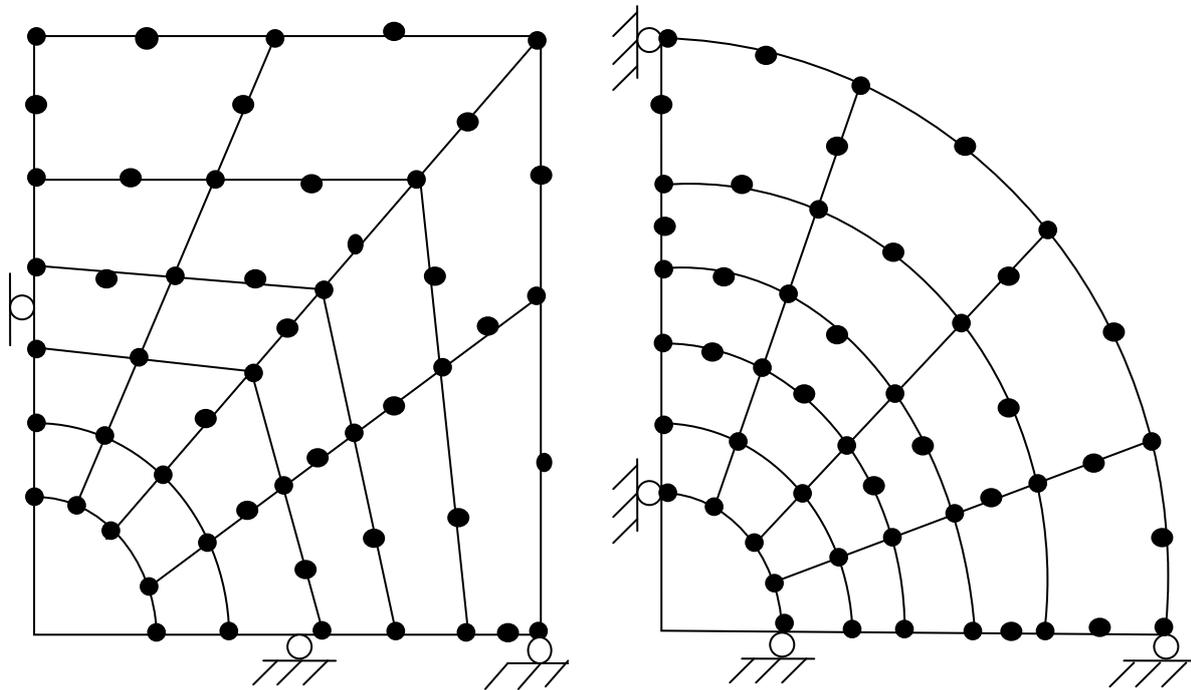


Figure VII.24. Les modèles en équivalence

Les résultats trouvés sont récapitulés dans les tableaux suivants pour deux cas isotrope et anisotrope :

Tableau VII.11. Les déplacements des deux modèles dans le cas isotrope

R.G.S. Modèles		5	4	3	2
		M.R.	$\Delta^1(\text{mm})$	3,901	6,118
	$\Delta^{clé}(\text{mm})$	30,430	39,150	54,780	90,530
M.C.	$\Delta^1(\text{mm})$	3,842	6,026	10,810	24,180
	$\Delta^{clé}(\text{mm})$	30,460	39,21	54,930	90,970

Tableau : VII.12. Les déplacements des deux modèles dans le cas anisotrope

R.G.S.					
Modèles		5	4	3	2
M.R.	Δ^1 (mm)	6,851	10,810	19,570	46,130
	$\Delta^{clé}$ (mm)	37,010	47,950	68,050	116,500
M.C.	Δ^1 (mm)	6,803	10,740	19,480	46,07
	$\Delta^{clé}$ (mm)	37,070	48,080	68,340	117,400

Après l'analyse des résultats, on peut dire que les deux modèles donnent à très peu de chose près les mêmes déplacements.

Formule de calcul des tassements :

Il existe plusieurs méthodes de calcul des tassements quelconques en surface au dessus d'un tunnel :

- SAGASETA,
- VERRUIJT ET BOUKER (1996) et VERRUIJT (1997),
- LOGANATHAN et POULOS(1998), c'est la méthode utilisée pour notre cas.

LOGANATHAN et POULOS ont proposé une nouvelle approche en définissant des pertes de volumes (en condition de déformations non drainée du terrain) basées sur un paramètre de vide annulaire qui décrit la forme ovale de la convergence à la paroi.

Cette notion étend la notion initiale proposée par LO et ROWE (1982), ROWE et KACK (1983) et LEE et AL (1992).

Elle s'appuie principalement sur le concept de venue de sol engendrée par la différence entre le volume excavé et le volume occupé par l'ouvrage une fois le revêtement installé. Cette approche s'applique aux tunnels creusés au bouclier.

LOGANATHAN et POULOS (1998) définissent la perte de volume en souterrain en fonction du paramètre de vide annulaire g par :

$$\varepsilon_0 = V_1 = \frac{\pi(R + \frac{g}{2})^2 - \pi R^2}{\pi R^2} = \frac{4gR + g^2}{4R^2}$$

Avec :

ε_0 : Perte de volume en souterrain.

g : paramètre de vide annulaire.

Donc la forme de la cuvette de tassement en surface est donnée par la relation :

$$S(y, z = 0) = \frac{4\varepsilon_0(1 - \nu)R^2H_0}{(H_0^2 + y^2)} e^{\left(\frac{-1,38y^2}{(H_0+R)^2}\right)}$$

Où : $\varepsilon_0 = \frac{\sigma_0(1+K_0)}{2G}$,

VII-5-2-Les résultats de calcul:

Dans cette partie, on fait la comparaison des tassements calculés par deux méthodes : élément fini (tri-couches) et LOGANATHAN et POULOS avec $E_{\text{éq}}^c$, dans le cas isotrope et anisotrope.

Cas de l'étude où R est variable :

Tunnel sous l'hôpital Mustapha

On fait varier le rayon R et la hauteur de couverture d'une façon à obtenir différents cas de R.G.S., avec une hauteur totale constante égale à 26.85m. On résume les résultats dans les tableaux ci-après.

R.G.S. =2; $R=5,35\text{m}$, $\sigma_0 = 0,557\text{MPa}$, $H_c = 21,5\text{m}$,

Tableau VII.13. Tassements en surface dans le cas isotrope

Y(m)	0	2,35	4,73	7,2	9,77	12,52	15,5	18,8	20,6	26,85
$\Delta_{\text{M.E.F.}}$ (mm)	-21,8	-21,45	-20,47	-18,96	-17,05	-14,86	-12,6	-10,61	-9,247	-8,59
$\Delta_{\text{L.P.C.H.}}$ (mm)	-23,48	-23,12	-22,1	-20,44	-18,26	-15,65	-12,79	-9,85	-8,4	-4,5

Tableau VII.14. Tassements en surface dans le cas anisotrope

Y(m)	0	2,35	4,73	7,2	9,77	12,52	15,5	18,8	20,6	26,85
$\Delta_{\text{M.E.F.}}$ (mm)	-41,47	-40,54	-37,88	-33,74	-28,48	-22,45	-15,99	-9,431	-2,88	-3,99
$\Delta_{\text{L.P.H.C.}}$ (mm)	-35,22	-34,68	-33,15	-30,66	-27,39	-23,47	-19,18	-14,77	-12,6	-6,75

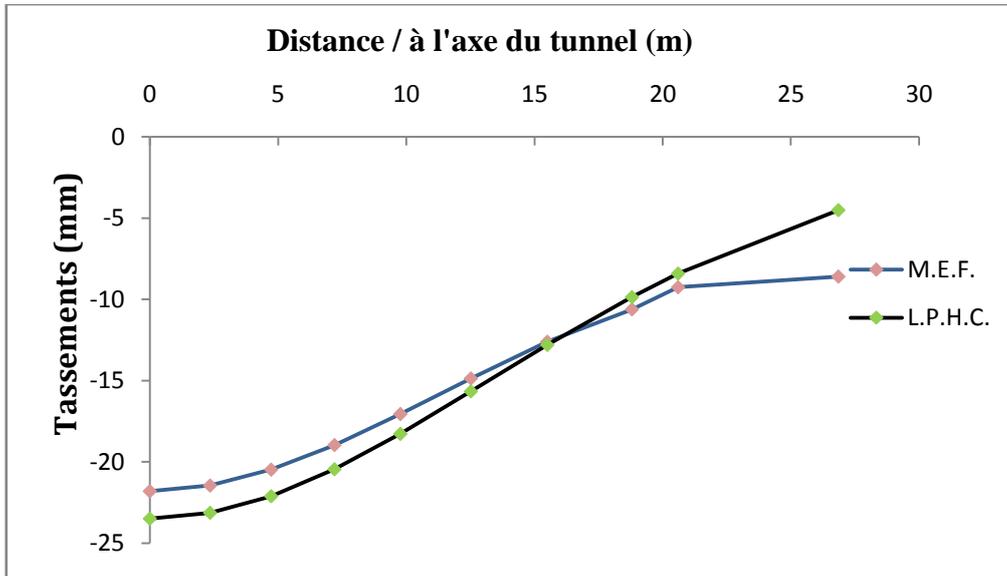


Figure. VII.25. Tassement en surface dans le cas isotrope R.G.S.=2

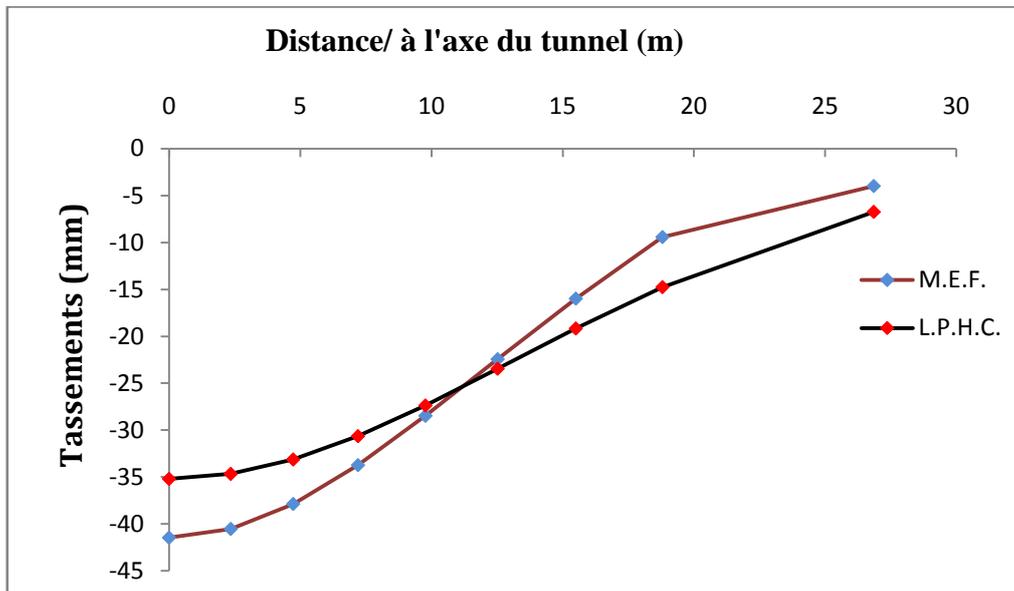


Figure VII.26. Tassement en surface dans le cas anisotrope R.G.S.=2

R.G.S.=3; $R=3,8m$, $\sigma_0 = 0,557MPa$, $H_c = 23,05m$,

Tableau VII.15. Tassements en surface dans le cas isotrope

Y(m)	0	2,35	4,73	7,2	9,77	12,52	15,5	18,8	20,6	26,85
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-10,3	-10,14	-9,69	-8,99	-8,1	-7,09	-6,05	-5,14	-4,54	-4,3
$\Delta_{L.P.H.C.}$ (mm)	-11,83	-11,64	-11,1	-10,23	-9,08	-7,72	-6,24	-4,72	-3,99	-2,05

Tableau. VII.16. Tassements en surface dans le cas anisotrope

Y (m)	0	2,35	4,73	7,2	9,77	12,52	15,5	18,8	20,6	26,85
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-19,25	-18,83	-17,59	-15,67	-13,23	-10,44	-7,46	-4,44	-1,44	-1,68
$\Delta_{L.P.H.C.}$ (mm)	-17,75	-17,46	-16,66	-15,34	-13,62	-11,58	-9,36	-7,08	-5,99	-3,075

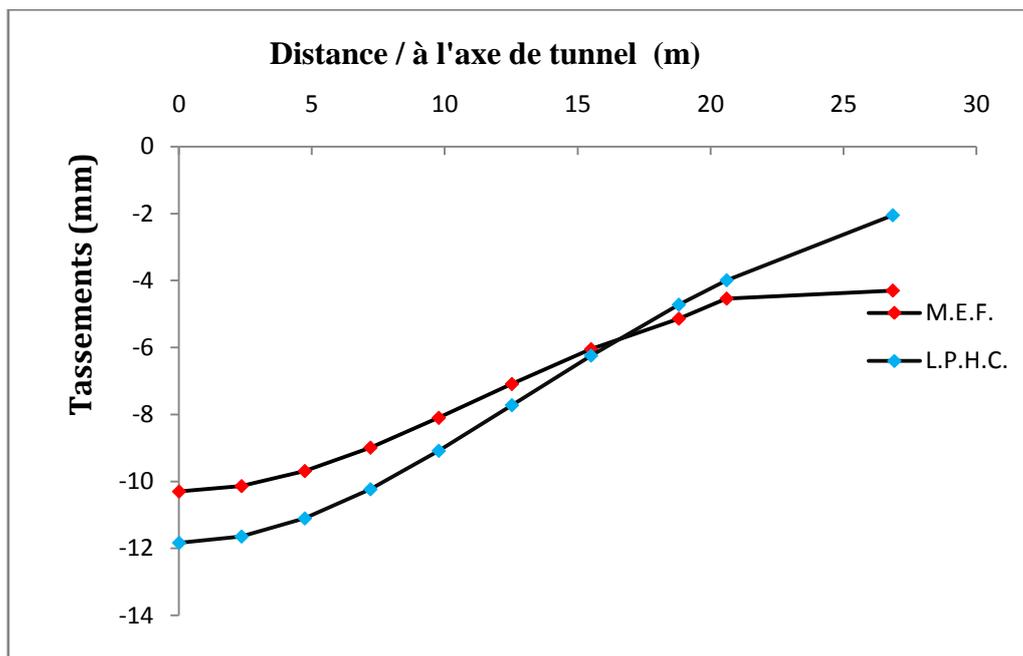
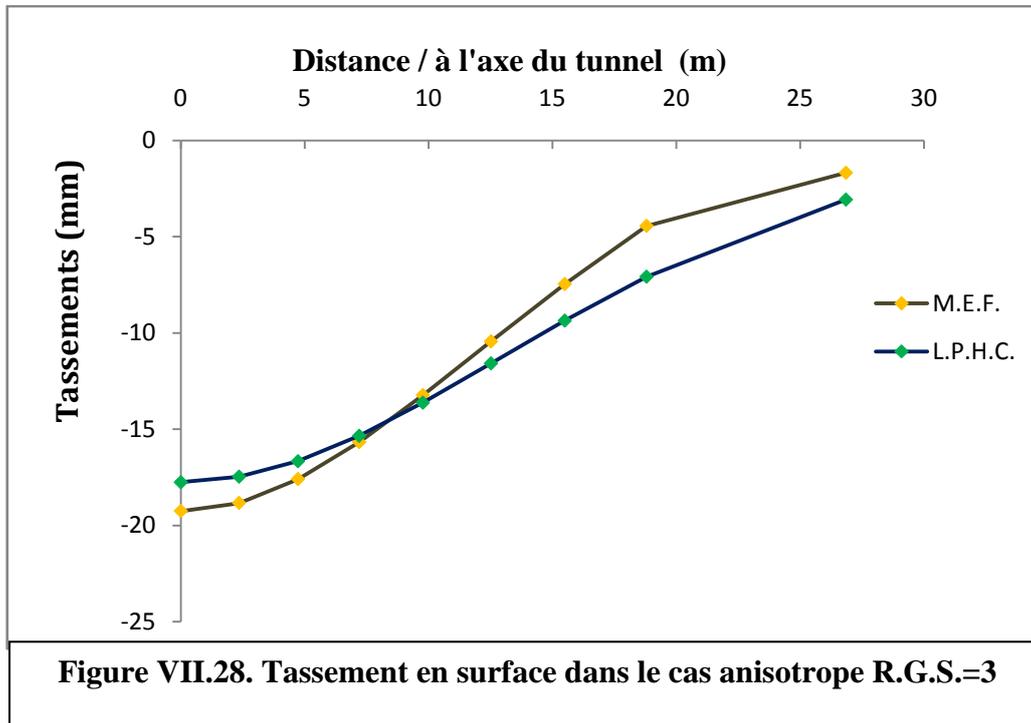


Figure VIII.27. Tassement en surface dans le cas isotrope R.G.S.=3



R.G.S. =4; $R=3m$, $\sigma_0 = 0,557MPa$, $H_c = 23,85m$,

Tableau VII.17. Tassements en surface dans le cas isotrope

Y(m)	0	2,35	4,73	7,2	9,77	12,52	15,5	18,8	20,6	26,85
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-6,25	-6,158	-5,88	-5,46	-4,93	-4,32	-3,7	-3,16	-2,81	-2,68
$\Delta_{L.P.H.C.}$ (mm)	-7,37	-7,25	-6,91	-6,34	-5,61	-4,75	-3,81	-2,86	-2,41	-1,2

Tableau VII.18. Tassements en surface dans le cas anisotrope

Y(m)	0	2,35	4,73	7,2	9,77	12,52	15,5	18,8	20,6	26,85
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-11,61	-11,35	-10,61	-9,45	-7,98	-6,3	-4,51	-2,7	-0,902	-0,96
$\Delta_{L.P.H.C.}$ (mm)	-11,05	-10,88	-10,36	-9,51	-8,41	-7,12	-5,71	-4,29	-3,61	-1,8

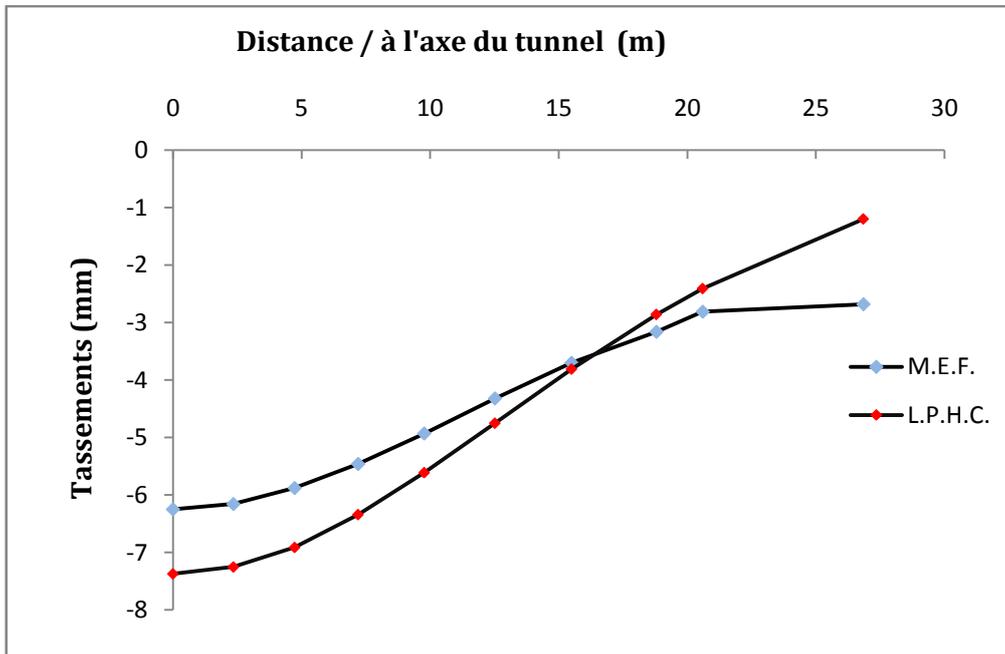


Figure VII.29. Tassement en surface dans le cas isotrope R.G.S.=4

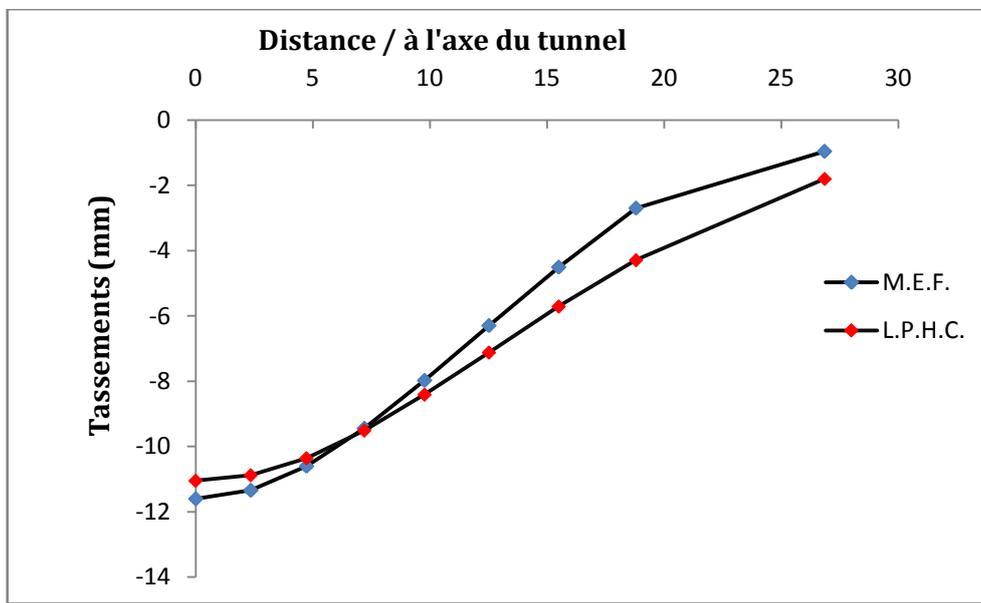


Figure VII.30. Tassement en surface dans le cas anisotrope R.G.S.=4

R.G.S. = 5; $R = 2.45m$, $\sigma_0 = 0.557MPa$, $H_c = 24.4m$,

Tableau VII.19. Tassements en surface dans le cas isotrope

Y(m)	0	2,35	4,73	7,2	9,77	12,52	15,5	18,8	20,6	26,85
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-4,11	-4,04	-3,87	-3,6	-3,24	-2,85	-2,44	-2,09	-1,86	-1,78
$\Delta_{L.P.H.C.}$ (mm)	-4,91	-4,84	-4,61	-4,23	-3,75	-3,16	-2,54	-1,91	-1,6	-0,8

Tableau VII.20. Tassements en surface dans le cas anisotrope

y(m)	0	2,35	4,73	7,2	9,77	12,52	15,5	18,8	20,6	26,85
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-7,6	-7,42	-6,93	-6,18	-5,22	-4,12	-2,95	-1,79	-0,6	-0,61
$\Delta_{L.P.H.C.}$ (mm)	-7,36	-7,26	-6,92	-6,34	-5,62	-4,74	-3,81	-2,86	-2,4	-1,2

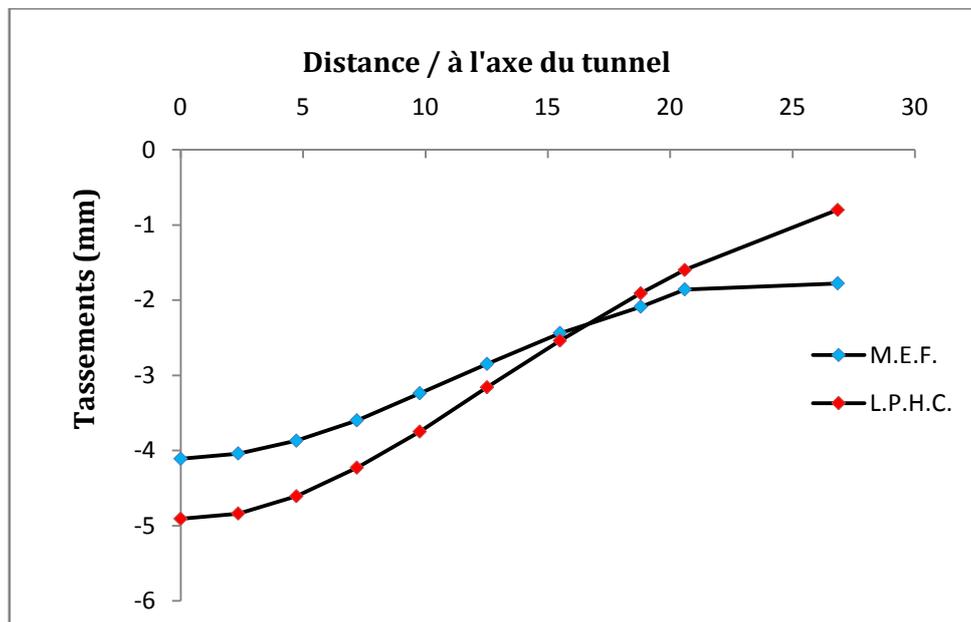
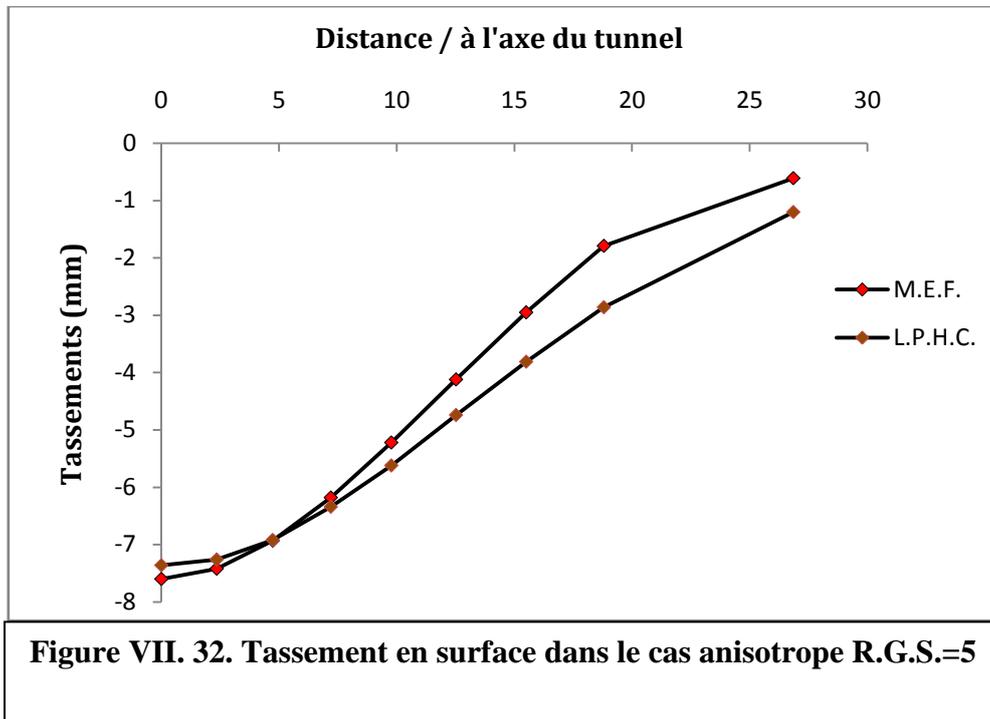


Figure VII.31. Tassement en surface dans le cas isotrope R.G.S.=5



Interprétations des résultats :

Après l'examen des graphes, on tire les points suivants :

- Plus R.G.S. augmente, plus l'écart entre les résultats M.E.F. et L.P.H.C. diminue,
- L.P.H.C. est une solution légèrement souple par rapport à la tri-couche en isotropie, c'est-à-dire que les tassements en surface obtenus par le calcul théorique L.P.H.C. sont supérieurs par rapport à ceux trouvés par le calcul numérique M.E.F.,
- L.P.H.C. est une solution légèrement rigide par rapport à la tri-couche en anisotropie.

Cas de l'étude où R est constant :

On maintient le rayon R constant et on fait varier la hauteur de couverture et la hauteur totale d'une façon à obtenir les tassements pour les différents cas de R.G.S. Le but de cette étude est de voir l'influence de la dimension du rayon sur les tassements en surface. On résume les résultats dans des tableaux ci-après.

R.G.S. =1; $R=4m$, $\sigma_0 = 0,24MPa$, $H_0 = 8m$, $H_c = 12m$, le modèle utilisé (8x8) éléments

Cas isotrope:

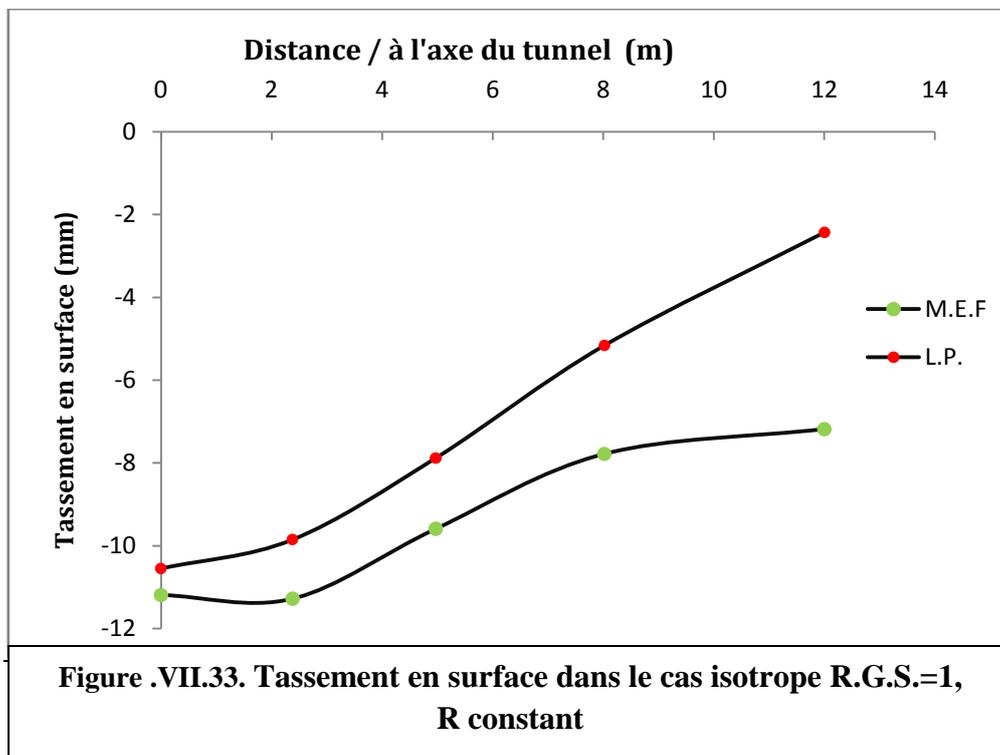
Tableau VII.21. Tassements en surface dans le cas isotrope

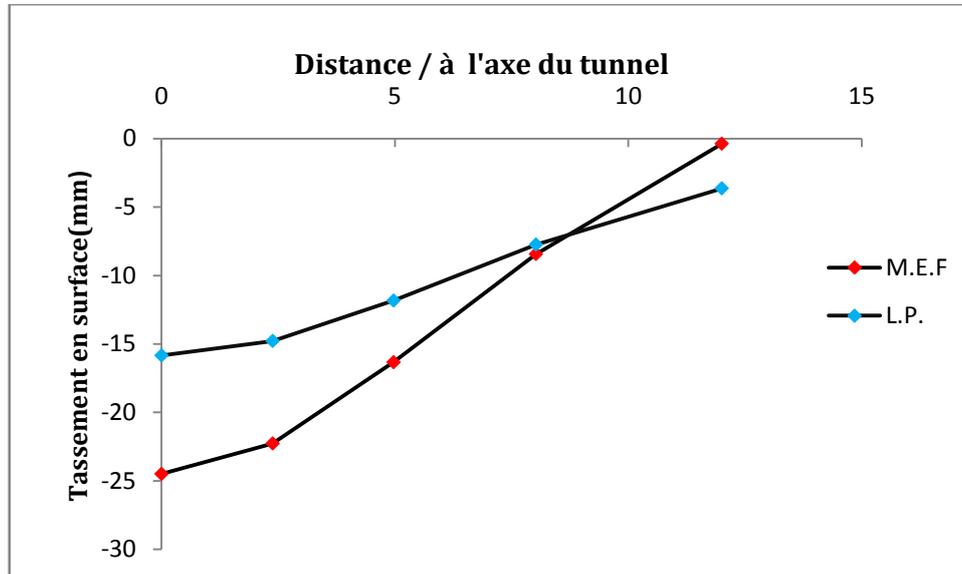
y(m)	0	2,38	4,97	8,02	12
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-11,19	-11,28	-9,59	-7,78	-7,18
$\Delta_{L.P.}$ (mm)	-10,55	-9,85	-7,88	-5,16	-2,43

Cas anisotrope:

Tableau VII.22. Tassements en surface dans le cas anisotrope

y(m)	0	2,38	4,97	8,02	12
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-24,48	-22,26	-16,33	-8,43	-0,37
$\Delta_{L.P.}$ (mm)	-15,83	-14,77	-11,83	-7,74	-3,64





**Figure VII.34. Tassement en surface dans le cas anisotrope
R.G.S.=1, R constant**

R.G.S. =2; R=4m, $\sigma_0 = 0,4MPa$, $H_0 = 20m$, $H_c = 16m$, modèle utilisé (12x12) éléments

Tableau VII.23. Tassements en surface dans le cas isotrope

Y(m)	0	2,63	5,35	8,28	11,54	15,34	20
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-11,1	-10,88	-10,11	-8,99	-7,78	-6,91	-6,73
$\Delta_{L.P.}$ (mm)	-10,57	-10,22	-9,21	-7,66	-5,77	-3,79	-2,03

Cas anisotrope :

Tableau. VII.24. Tassements en surface dans le cas isotrope :

Y(m)	0	2,63	5,35	8,28	11,54	15,34	20
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-20,49	-19,64	-17,27	-13,7	-9,45	-4,96	-0,23
$\Delta_{L.P.}$ (mm)	-15,86	-15,33	-13,82	-11,49	-8,65	-5,69	-3,05

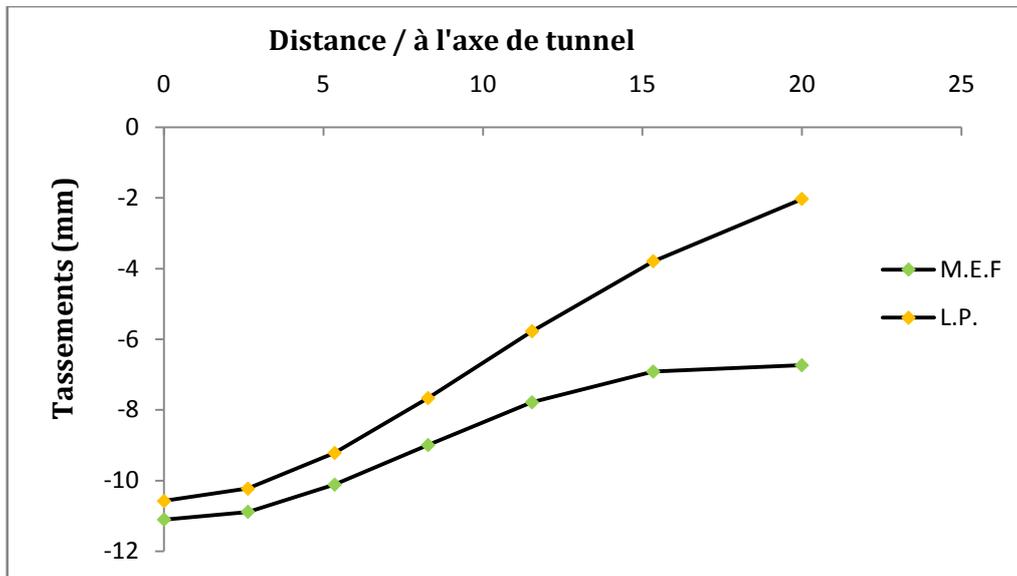


Figure VIII.35. Tassement en surface dans le cas isotrope R.G.S.=2, R constant

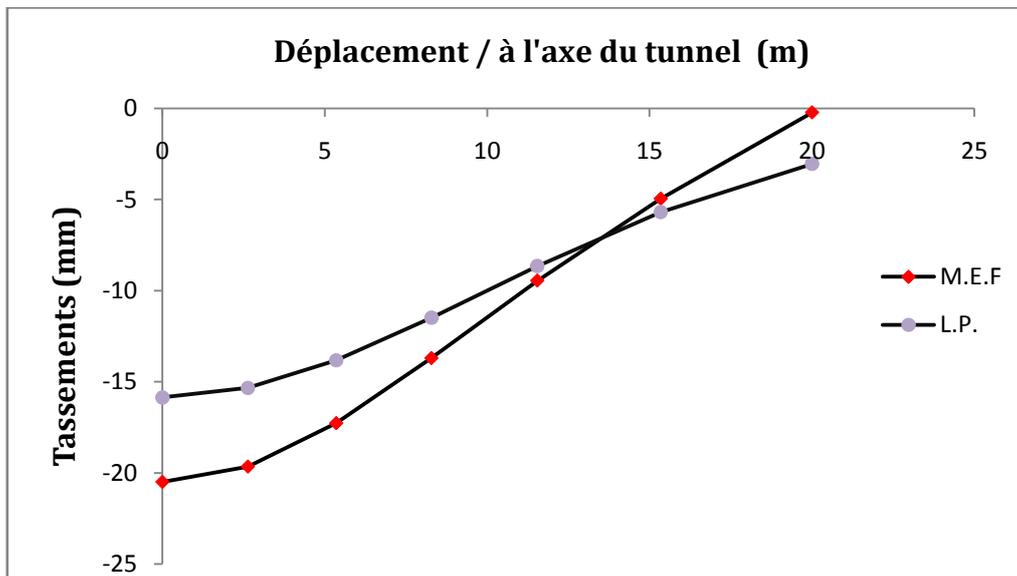


Figure VII.36. Tassement en surface dans le cas anisotrope R.G.S.=2, R constant

R.G.S.=3; R=4m, $\sigma_0 = 0,56MPa$, $H_0 = 28m$, $H_c = 24m$, modèle utilisé (24x24) éléments

Cas isotrope :

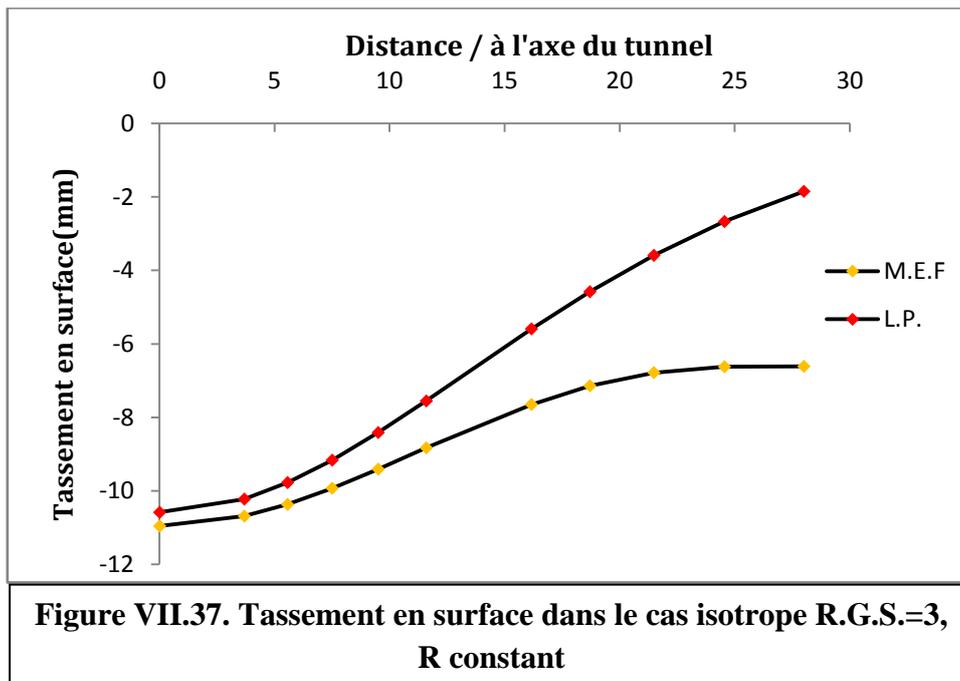
Tableau VII.25. Tassements en surface dans le cas isotrope :

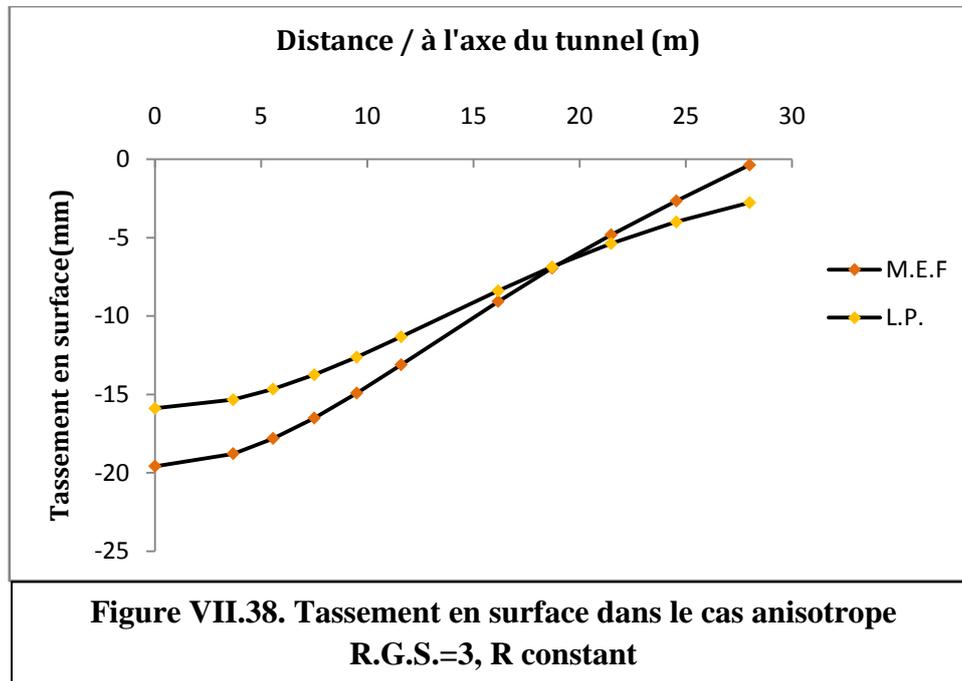
Y(m)	0	3,86	5,56	7,5	9,5	11,59	16,16	18,7	21,48	24,55	28
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-10,96	-10,69	-10,37	-9,93	-9,41	-8,83	-7,65	-7,14	-6,78	-6,62	-6,61
$\Delta_{L.P.}$ (mm)	-10,58	-10,22	-9,77	-9,16	-8,41	-7,55	-5,59	-4,58	-3,59	-2,67	-1,85

Cas anisotrope :

Tableau VII.26. Tassements en surface dans le cas isotrope :

Y(m)	0	3,86	5,56	7,5	9,5	11,59	16,16	18,7	21,48	24,55	28
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-19,57	-18,77	-17,8	-16,5	-14,91	-8,83	-7,65	-7,14	-6,78	-6,62	-6,61
$\Delta_{L.P.}$ (mm)	-10,58	-10,22	-9,77	-9,16	-8,41	-7,55	-5,59	-4,58	-3,59	-2,67	-1,85





R.G.S. =4; $R=4m$, $\sigma_0 = 0.72MPa$, $H_0 = 40m$, $H_c = 36m$, modèle utilisé (24x24) éléments

Cas isotrope :

Tableau VII.27. Tassements en surface dans le cas isotrope :

Y(m)	0	4.73	7.16	9.64	12.22	14.91	17.75	20.78	24.05	31.57	36
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-10.88	-10.61	-10.29	-9.68	-9.34	-8.77	-8.17	-7.09	-6.78	-6.57	-6.56
$\Delta_{L.P.}$ (mm)	-10.59	-10,2	-9,74	-9,12	-8,34	-7,46	-6,49	-5,47	-4,45	-2,53	-1,73

Cas anisotrope :

Tableau VII.28. Tassements en surface dans le cas isotrope :

Y(m)	0	4.73	7.16	9.64	12.22	14.91	17.75	20.78	24.05	31.57	36
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-19.21	-18.42	-17.47	-16.19	-14.6	-12.87	-10.9	-8.9	-6,83	-2.64	-0.42
$\Delta_{L.P.}$ (mm)	-15,87	-15,31	-14,61	-13,67	-12,52	-11,19	-9,73	-8,21	-6,66	-3,80	-2,59

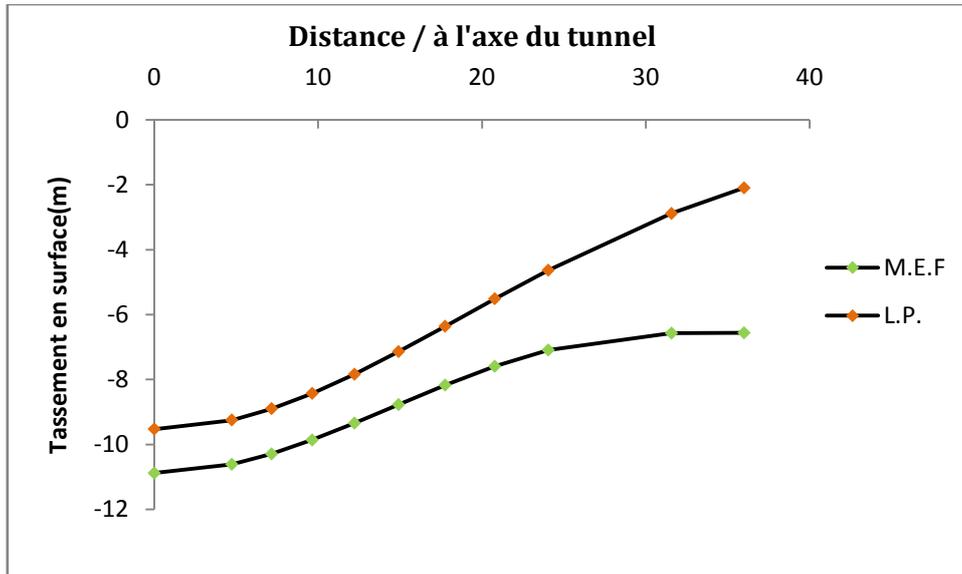


Figure VII.39. Tassement en surface dans le cas isotrope R.G.S.=4, R constant

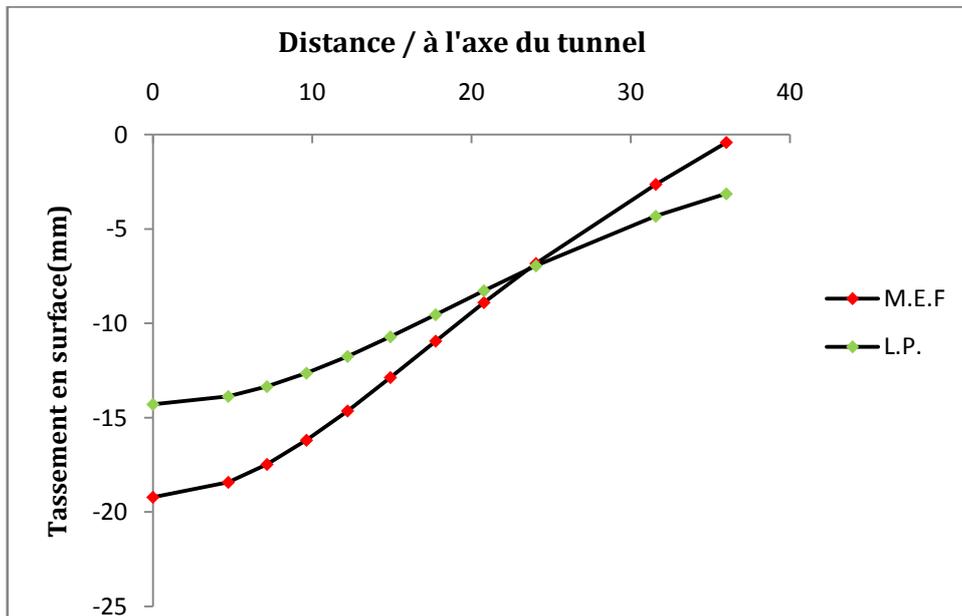


Figure VII.40. Tassement en surface dans le cas anisotrope R.G.S.=4, R constant

R.G.S. =5; $R=4m$, $\sigma_0 = 0.88 MPa$, $H_0 = 44m$, $H_c = 40m$, modèle utilisé (24x24) éléments

Cas isotrope :

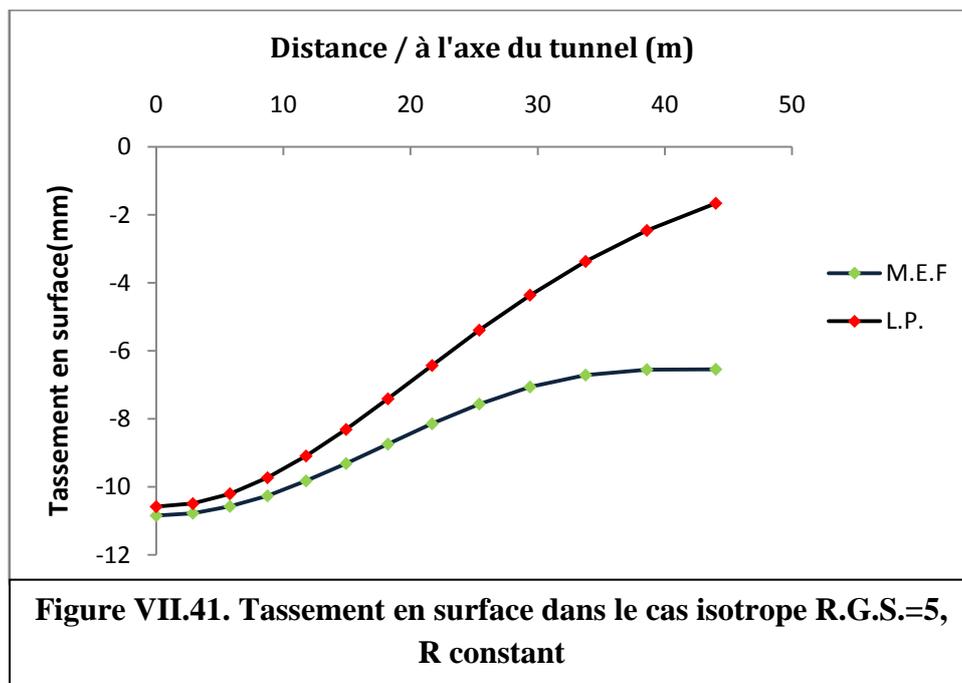
Tableau VII.29. Tassements en surface dans le cas isotrope :

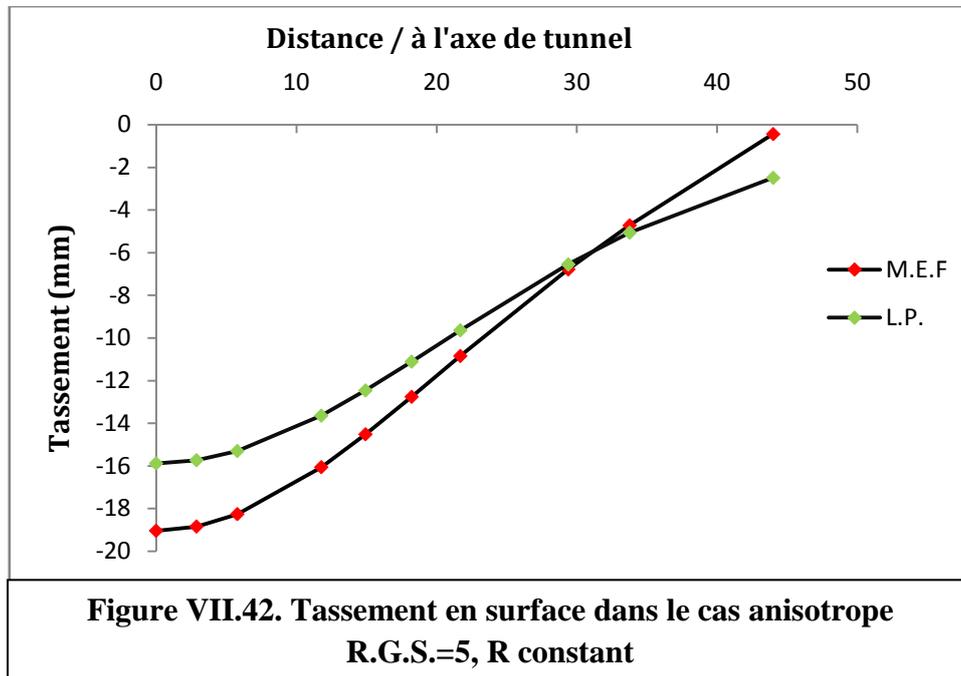
Y(m)	0	5.79	8.75	11.78	14.93	18.22	21.69	29.39	33.76	38.58	44
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-10.84	-10.57	-10.26	-9.82	-9.31	-8,74	-8,14	-7,06	-6,71	-6,55	-6,54
$\Delta_{L.P.}$ (mm)	-10.58	-10.2	-9,73	-9,09	-8,31	-7,41	-6,43	-5,39	-3,37	-2,46	-1,66

Cas anisotrope :

Tableau VII.30. Tassements en surface dans le cas isotrope :

Y(m)	0	5.79	8.75	11.78	14.93	18.22	21.69	29.39	33.76	38.58	44
$\Delta_{M.E.F.}$ (mm)	-19.03	-18.25	-17.31	-16.05	-14.5	-12,75	-10,8	-6,78	-4,72	-2,64	-0,44
$\Delta_{L.P.}$ (mm)	-15.88	-15.3	-14.6	-13.64	-12.5	-11.11	-9.64	-6.55	-5.06	-3.68	-2.49





L'étude comparative entre la M.E.F. et la méthode de LOGANATHAN et POULOS (L.P) effectuée, dans le cas d'un rayon constant donne la même tendance avec le cas d'un rayon variable, c'est-à-dire plus R.G.S augmente plus l'écart diminue entre les deux méthodes.

Le tableau suivant donne les valeurs des erreurs absolues :

Tableau VII.31. Les valeurs des erreurs absolues pour les deux cas

R.G.S.	R : VARIABLE		R : CONSTANT	
	$K_0 = 1$ M.E.F.-L.P.H.C.	$K_0 = 0.5$ M.E.F.-L.P.H.C.	$K_0 = 1$ M.E.F.-L.P.	$K_0 = 0.5$ M.E.F.-L.P.
2	1.68	6.25	0.53	4.63
3	1.53	1.5	0.38	3.69
4	1.12	0.56	0.29	3.34
5	0.8	0.24	0.26	3.15

VII-6-ETUDE D'UN TUNNEL A GRANDE PROFONDEUR AVEC UNE TECHNIQUE DE COUPLAGE DE LA M.E.F ET DE LA M.E.I.

VII-6-1-Le tunnel de Bois de Peu (sud de Besançon à Paris):

Le tunnel de Bois de Peu, dont le cout s'élève à 31 millions d'euros, deux tubes plus de 500 m de long, de 7.50 m de hauteur de voûte, de 11 m de largeur, de 100 m de hauteur de

couverture, de 8 niches de sécurité, de 1 650 tonnes d'acier, de 120 000 m³ de matériaux excavés dont la moitié sont réutilisés sur place, de 38 000 m³ de béton.

Les travaux ont débuté en juillet 2005, Le maître d'œuvre qui assure est le sur l'avancée des travaux avec la DDE (direction départementale des équipements avec l'assistance Cetu.

Pour creuser ce tunnel, trois techniques ont été utilisées: le tir à l'explosif par pas successif de 1 à 4 m par jour, la brise roche, l'attaque ponctuelle. Le profil du sol : calcaire marneux (homogène) qui est de caractéristiques suivantes :

$$E = 800 \text{ MPa (très rigide)}, \nu = 0.3, \rho = 2,4 \text{ t/m}^3, C = 700 \text{ KPa}, \varphi = 30^\circ, K_0 = 0,7.$$

Le chantier est attribué au groupement d'entreprises Campenon Bernard TP, Spie Batignolles et Chantiers modernes. Sous-traitant local, l'entreprise Bonnefoy se charge du terrassement. Ces entreprises d'envergure nationale Français spécialisées dans ce type de chantier et la direction départementale de l'équipement veillent à limiter les nuisances pour les riverains durant la durée des travaux.

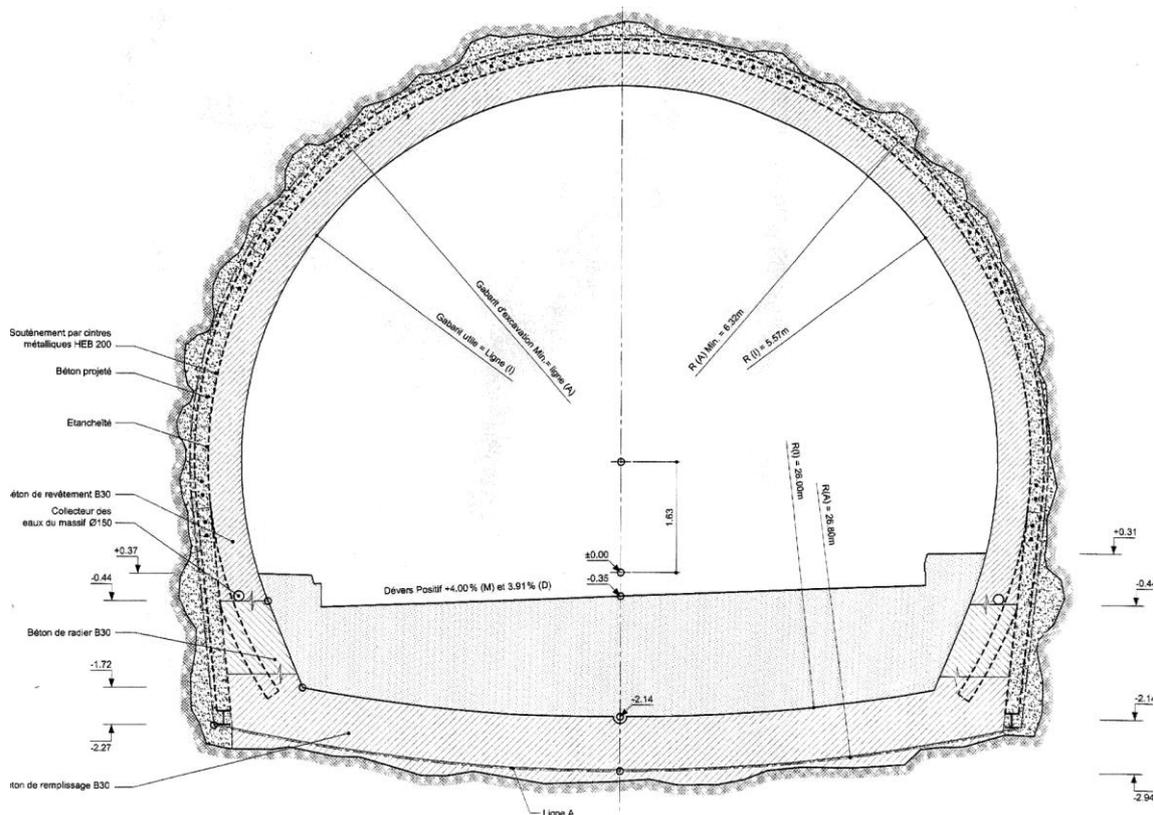


Figure VII.43. Section transversale du tunnel de Bois de Peu.

Caractéristique du Soutènement (Béton projeté + Cintres métalliques) :

$$\text{Béton projeté} \begin{cases} e = 0.25 \text{ m} \\ E_{\text{éq}} = 11613 \text{ MPa (Long terme)} \\ \nu = 0.2 \end{cases}$$

$$\text{HEB 200} \quad \left\{ \begin{array}{l} A = 78.1 \text{ cm}^2 \\ I = 5696 \text{ cm}^4 \\ h = b = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$d = 1\text{m}$ (Distance à la pose du HEB)

$\lambda_p = 0,542$ (Taux de déconfinement à la pose) ;

VII-6-2-Etude numérique de tunnel Bois de Peu :

$$\sigma_0 = \sum \gamma_i H_0 = \gamma H_0 = (100 + 6,3)(24) = 2551.2 \text{KN/m}^2$$

$\sigma_0 = 2.5512 \text{ MPa}$ (Selon la méthode de poids des terres).

$R = 6.3 \text{ m}$, $H_0 = 106.3 \text{ m}$

Etude avec la M.E.F. :

Le modèle utilisé pour cette étude est le modèle circulaire (M.C.).

Les maillages utilisés pour examiner la convergence des résultats sont :

Modèle 4X4: $h=25\text{m}$

Modèle 8X8 : $h=12,5 \text{ m}$,

Modèle 12X12: $h= 8,33 \text{ m}$,

Modèle 16X16 : trois éléments de 3m, deux éléments de 5 m, neuf éléments de 7m et deux éléments de 9m.

Modèle 24X24 : trois éléments de 2m, quatre éléments de 3.5m, trois éléments de 4.5m et quatorze éléments 4.75m.

Modèle 36X36: trois éléments de 0.5m, quatre éléments de 1 m, quatre éléments de 2 m, quinze éléments de 3m, huit éléments de 4 m et deux éléments de 4.5 m.

Le tableau suivant récapitule les déplacements et les contraintes des différents modèles dans le cas isotrope et anisotrope :

Tableau VII.32. Les valeurs de tassements et de contraintes pour les différents modèles :

Déplacement (mm)		$\Delta^{clé}(mm)$	$\Delta^1(mm)$	$\sigma_y(MPa)$
Modèle				
4X4	$K_0 = 1$	22.87	1.961	0.498
	$K_0 = 0.7$	25.61	2.749	0.747
8X8	$K_0 = 1$	25.25	2.11	1.16
	$K_0 = 0.7$	28.21	3.017	1.496
12X12	$K_0 = 1$	25.88	2.15	1.54
	$K_0 = 0.7$	28.96	3.09	1.868
16X16	$K_0 = 1$	26.29	2,173	2,183
	$K_0 = 0.7$	29.54	3.158	2.368
24X24	$K_0 = 1$	26,28	2,173	2,319
	$K_0 = 0.7$	29.55	3.161	2.445
36X36	$K_0 = 1$	26,30	2,170	2,526
	$K_0 = 0.7$	29.56	3.153	2.553

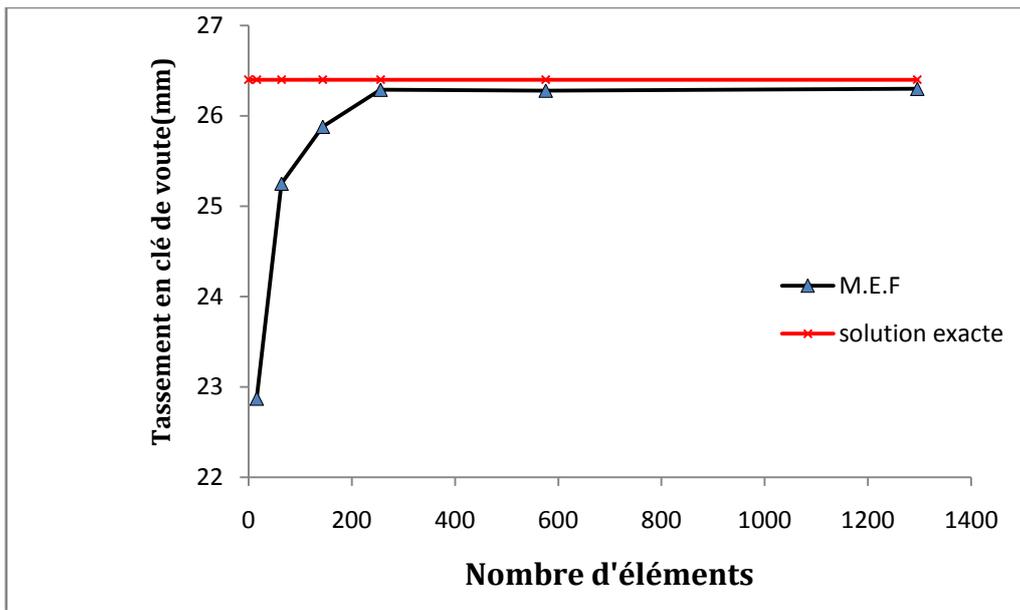


Figure VII.44 : Convergence des tassements en clé de voûte

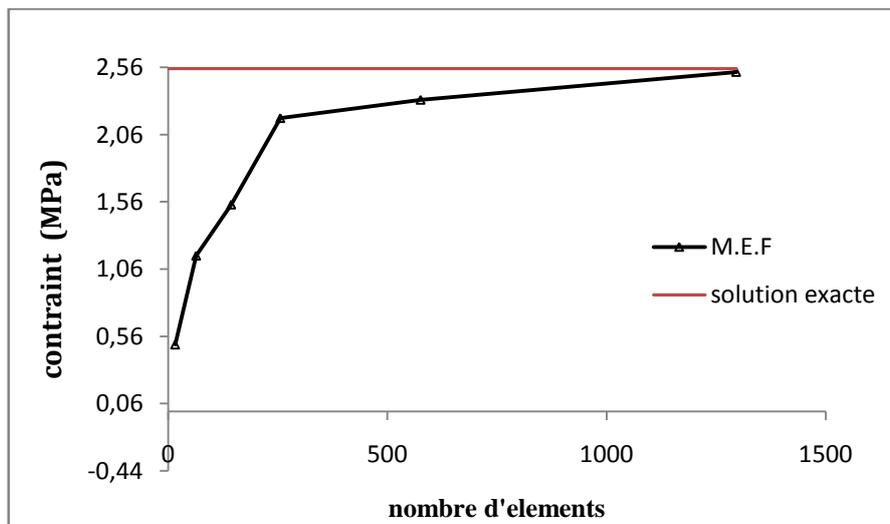


Figure VII.45: Convergence des contraintes

Sachant que :

$$\Delta_{thé}^1 = \frac{(1 + \nu)}{E} \sigma_0 \frac{R^2}{H_0} = 1,548mm$$

$$\Delta_{thé}^{clé} = \frac{(1 + \nu)}{E} \sigma_0 R = 26,12mm$$

Etude avec la technique de couplage entre la M.E.F et la M.E.I. :

Le modèle de couplage utilisé est 12X12 composé de : deux éléments de 1m, deux éléments de 3m, six éléments de 4m, 1éléments de 8m et 1 élément dit infini de 60m, le nombre de ddl est de 912 et le nombre d'élément utilisées est de 144.

Les résultats obtenus par ce modèle :

Cas isotrope, $K_0=1$:

$$\Delta^{clé} = 26.41mm, \Delta^1 = 0.0477 mm, \sigma_y^{max} = 2.483 MPa.$$

Cas anisotrope, $K_0=0.7$:

$$\Delta^{clé} = 29.54mm, \Delta^1 = 0.0637 mm, \sigma_y^{max} = 2.553 MPa.$$

Les résultats de couplage de ce modèle 12X12 ont été comparés à ceux d'un modèle par M.E.F de 24X24:

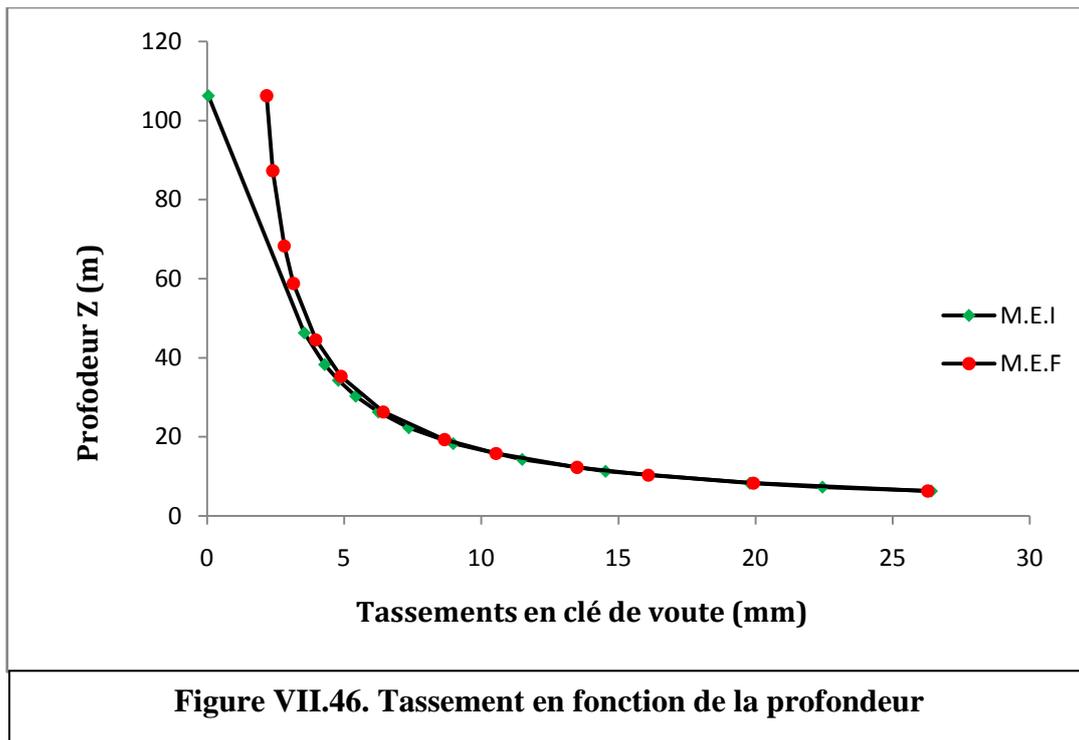
$$\text{Cas isotrope : } \Delta^{clé} = 26.28mm, \Delta^1 = 2.173 mm, \sigma_y^{max} = 2.32 MPa.$$

$$\text{Cas anisotrope : } \Delta^{clé} = 29.55mm, \Delta^1 = 3.161 mm, \sigma_y^{max} = 2.445 MPa.$$

Les tassements en clé de voute trouvés par les deux modèles, un modèle avec couplage de la méthode des éléments finis et infinis et un autre sans couplage, sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VII.33. Les déplacements en clé de voute avec la M.E.F. et M.E.I.

Modèle de couplage		Modèle de la M.E.F	
Profondeur Z (m)	$\Delta^{clé}$ (mm)	Profondeur Z (m)	$\Delta^{clé}$ (mm)
0	0,047	0	2,173
8.37	3,546	19	2,4
16.7	4,288	33.25	2,815
25.03	4,788	47.5	3,15
33.36	5,42	61.75	3,964
41.69	6,245	71	4,881
50.02	7,356	80	6,428
58.35	8,975	87	8,663
69.38	11,49	90.5	10,54
75.01	14,53	94	13,49
83.34	19,79	96	16,09
91.67	22,44	98	19,92
100	26,41	100	26,28



VII-6-3-Etude du tunnel de Bois de Peu avec soutènement :

Déconfinement partiel:

Charge appliqué : $F = \lambda_d \sigma_0 = 1.3827 \text{ MPa}$

$$K_0 = 1 \begin{cases} \Delta^{\text{clé}} = 14.31 \text{ mm} \\ \Delta^1 = 0.02587 \text{ mm} \\ \sigma_y = 1.3456 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$K_0 = 0.7 \begin{cases} \Delta^{\text{clé}} = 16.01 \text{ mm} \\ \Delta^1 = 0.03451 \text{ mm} \\ \sigma_y = 1.3836 \text{ MPa} \end{cases}$$

Déconfinement total : sans C.A.L.

Charge appliquée : $F = (1 - \lambda_d) \sigma_0 = 1.1684 \text{ MPa}$

$$K_0 = 1 \begin{cases} \Delta^{\text{clé}} = 6.694 \text{ mm} \\ \Delta^1 = 0.01223 \text{ mm} \\ \sigma_y = 1.1455 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$K_0 = 0.7 \begin{cases} \Delta^{\text{clé}} = 8.591 \text{ mm} \\ \Delta^1 = 0.01832 \text{ mm} \\ \sigma_y = 1.2025 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$U_{\text{éq}} = 14,31 + 6,69 = 21 \text{ mm}$$

Déconfinement total : avec C.A.L.

Charge appliquée : $F = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = 1.1684 \text{ MPa}$

$$K_0 = 1 \begin{cases} \Delta^{\text{clé}} = 8.067 \text{ mm} \\ \Delta^1 = 0.01785 \text{ mm} \\ \sigma_y = 1.1702 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$K_0 = 0.7 \begin{cases} \Delta^{\text{clé}} = 9.166 \text{ mm} \\ \Delta^1 = 0.02068 \text{ mm} \\ \sigma_y = 1.213 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul pour la structure mixte :

Raideur-soutènement : (à long terme)

$$\text{Béton projeté : } K_{\text{sn}} = \frac{E_b}{1-\nu^2} \frac{e}{R} = \frac{10000}{1-0.04} \frac{0.25}{6.3} = 413.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{\text{max}} = \bar{\sigma}_b \frac{e}{R} = 0.5952 \text{ MPa}$$

$$U_s^{\text{max}} = \sigma_s^{\text{max}} \left(\frac{R}{K_{\text{sn}}} \right) = \bar{\sigma}_b \frac{e}{R} \left(\frac{R}{K_{\text{sn}}} \right) = \frac{(15)(0.25)}{413.36} = 9.072 \text{ mm}$$

$$\text{Le cintre (HEB 200) : } K_{\text{cn}} = \frac{E_c A_c}{Ra} = 260.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c^{\text{max}} = \frac{\bar{\sigma}_c A_c}{aR} = 0.2975 \text{ MPa}$$

$$U_c^{\text{max}} = \sigma_c^{\text{max}} \frac{R}{K_{\text{cn}}} = \frac{(0.2975)(6.3)}{260.33} = 7.19 \text{ mm.}$$

Béton-Cintre :

$$U_{\text{c+s}}^{\text{max}} = (\sigma_c^{\text{max}} + \sigma_s^{\text{max}}) \frac{R}{(K_{\text{sn}} + K_{\text{cn}})} = 8.35 \text{ mm}$$

$$\sigma_c^{\text{max}} + \sigma_s^{\text{max}} = 0.8927 \text{ MPa}$$

Tableau.VII.34. Les valeurs de la courbe de convergence-confinement

σ (MPa)	2.5512	1.1684	0
U (mm)	0	14.31	26.41
σ (MPa)	0	0.8927	0.8927
U (mm)	14.31	22.66	/

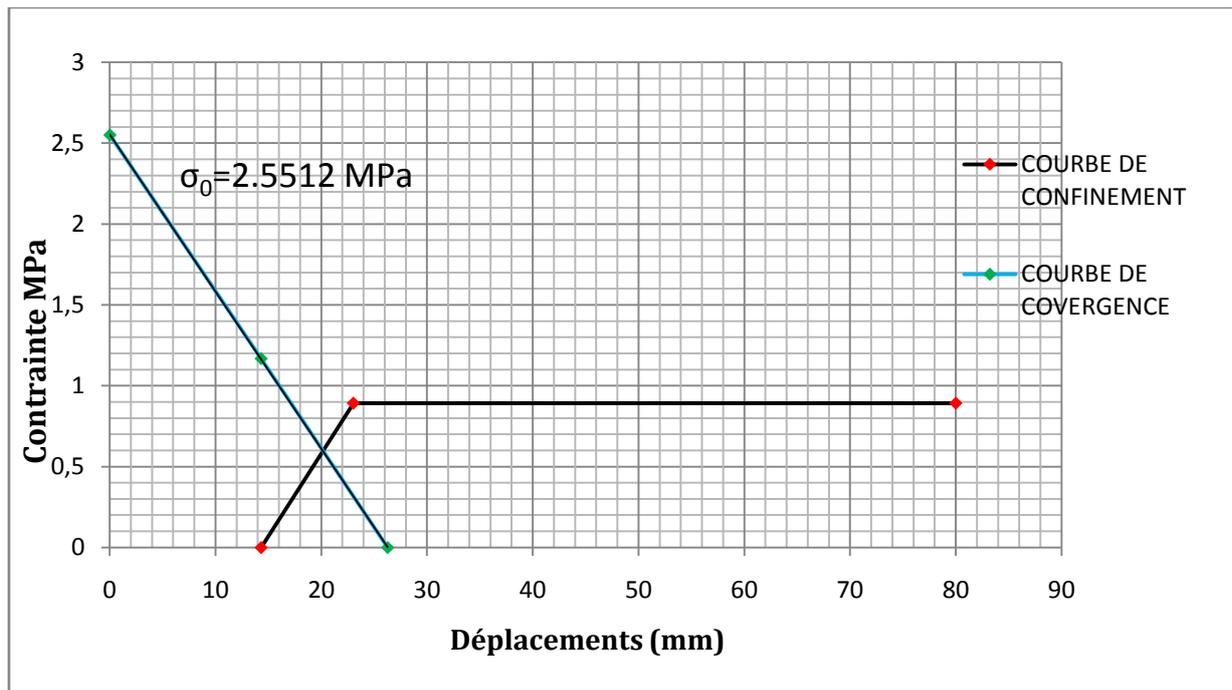


Figure VII.47. Courbe de convergence-confinement

A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence et de confinement :

$$(U_{\text{éq}}^{\text{grf}}, P_{\text{éq}}^{\text{grf}}) = (20 \text{ mm}, 0.6 \text{ MPa}) ;$$

Calcul théorique de M. PANET (pour une structure mixte):

On s'intéresse à calculer le point d'équilibre :

$$P_{\text{éq}} = \frac{k_{\text{sn}}}{(1+k_{\text{sn}})} (1 - \lambda_d) \sigma_0 ; \quad U_{\text{éq}} = \frac{R \sigma_0}{2G} \left(\frac{1 + \lambda_d k_{\text{sn}}}{1 + k_{\text{sn}}} \right),$$

$$k_{\text{sn}} = \frac{K_{\text{sn}}}{2G},$$

$$K_{\text{sn}} = \frac{E_{\text{éq}} e}{1 - \nu^2 R} = \frac{11613 \cdot 0.25}{1 - 0.04 \cdot 6.3} = 480.03$$

$$k_{\text{sn}} = \frac{658.04}{615.38} = 0.78 ,$$

$$P_{\text{éq}} = 0.512 \text{ MPa} , \quad U_{\text{éq}} = 20.88 \text{ mm} .$$

A travers l'analyse des résultats obtenus, on peut dire que l'utilisation de la technique de couplage entre la M.E.F et la M.E.I, offre un avantage considérable pour le calcul des tunnels à grande profondeur. En effet, on a remarqué que le nombre d'équations à résoudre a été considérablement réduit. Aussi, la construction des fichiers de données et l'exploitation des fichiers de sorties ont été fortement allégés.

CONCLUSION

CONCLUSION :

Le choix d'un modèle numérique utilisé dans le calcul des ouvrages souterrains, par la méthode des éléments finis, constitue une phase déterminante pour des calculs rigoureux des déplacements engendrés par le creusement d'une part, et d'autre part pour un contrôle judicieux de la stabilité des ouvrages existants en surface. A cet effet, un modèle circulaire bidimensionnel aux conditions aux limites dites libres, basé sur la méthode de convergence confinement, a été élaboré pour l'analyse des tunnels en souterrains. L'étude de la convergence des déplacements et des contraintes a été réalisée moyennant des mesh différents. L'investigation numérique a montré que la convergence en déplacements est plus rapide que celle des contraintes. Par ailleurs les deux études paramétriques (rayon variable et constant respectivement) qui consistaient à examiner l'efficacité des modèles circulaires (M.C.) et rectangulaire (M.R.) ont clairement montré que plus R.G.S. augmente plus l'écart entre les résultats théoriques et numériques s'amenuise. Aussi on a remarqué que globalement pour toutes les valeurs de R.G.S. l'erreur commise dans le modèle rectangulaire est de 50% supérieure par rapport à celle du modèle circulaire dans le cas isotropique. Concernant la convergence du coefficient d'anisotropie α , on a remarqué également que plus R.G.S. augmente plus les résultats obtenus tendent vers les résultats théoriques. Cependant, il est à remarquer que la convergence du modèle M.R. est plus rapide que le M.C.

Enfin, un classement des tunnels est proposé sur la base des modèles étudiés en fonction des valeurs des R.G.S. et des erreurs commises.

Concernant le tunnel sous hôpital Mustapha caractérisé par un massif rocheux multicouches, l'étude qui a été menée avait trait à la comparaison des résultats entre la M.E.F en tri-couches, et un modèle homogénéisé. L'analyse a montré d'une part que la méthode de convergence confinement sous-estime considérablement les tassements dans les profils stratifiés et notamment par rapport au (M.R.). Et d'autre part Le modèle homogénéisé et corrigé a produit de très bons résultats en comparaison avec ceux obtenus par la M.E.F. en tri-couche. L'erreur est de l'ordre de 8% de surestimation. Aussi, il est à noter que l'utilisation des équations de [PANET 1995] pour la détermination analytique du point d'équilibre (P_{eq}, U_{eq}) du tunnel soutenu, ont fourni des résultats très satisfaisants après avoir procédé à l'homogénéisation du tri-couches du massif considéré. Enfin, il est à préciser que le calcul des cuvettes de tassements en surface basé sur le modèle de LOGANATHAN et POULOS homogénéisé corrigé a produit des résultats légèrement souples tout à fait satisfaisants pour toute la gamme des tunnels dans le cas isotrope. Cependant, pour le cas anisotrope les calculs ont montré que L.P.H.C donne une solution rigide par rapport à la M.E.F.

Enfin, une technique de couplage entre la méthode des éléments finis et la méthode des éléments infinis a été utilisée pour l'analyse du tunnel de bois de peu (France) dont la hauteur de couverture est égale à 100m, et qui a pour objectif la réduction du nombre d'équations à résoudre, la facilité de la construction des fichiers de data et enfin la simplicité d'exploiter les fichiers de sortie.

Dans notre cas on a constaté que les résultats du maillage 12x12 éléments en modèle couplé (fini et infini) sont équivalents au résultat du maillage 24x24 en éléments fini, d'où l'intérêt des avantages qu'offre la technique de couplage.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **A. BOUVARD, G.COLOMBERT, F.ESTEUILLE** :« ouvrages souterrains Conception-Réalisation-Entretien ».1998
- [2] **KAROLOY. SZECHY** : « Traite de construction Des Tunnels ».1970
- [3]**M.PANET** : « calcul des tunnels par la méthode de convergence et confinement ».1995
- [4] **O. C. ZIENKIEWICS, R. L. TAYLOR**: « La méthode des éléments finis ». 4^{eme} édition.1989
- [5] **G. DHATT, G.TOUZOT**: « Une présentation de la méthode des éléments finis ».Maloine. S.A, 2eme édition.1984
- [6] **J.C. CRAVEUR**: « Modélisation des structures par élément finis ».Dunod.2001
- [7] **J.GARRIGUES**: « La méthodes élément finis ».2002
- [8] **BERRAH.M.K.** : « Notes de cours de la mécanique des milieux continus ».2008
- [9] **M.DEMIDEM** : « Notes de cours de la méthode des éléments finis et infinis ».2009
- [10] **TECHNIQUE DE L'INGENIEUR** : « C 5570, AF 505, AF 504, C 5572, C 5565 ».

LES SITES D'INTERNET :

[http : //www.aftes.asso.fr/](http://www.aftes.asso.fr/), le site de l'AFTES (incontournable).

[http : //www.asquapro.asso.fr/](http://www.asquapro.asso.fr/), le site de l'ASQUAPRO (béton projeté).

[http ://www.solem.ch/Tunnel/didacticiel/dimensionnement/analytiques/convergenceconfinement/intro.html](http://www.solem.ch/Tunnel/didacticiel/dimensionnement/analytiques/convergenceconfinement/intro.html)

www.fcbleid.com.....