

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique



Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel
Faculté des Sciences et Technologie
Département Génie Civil et Hydraulique



Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme
de Master Académique
Filière : travaux publique
Option : voie et ouvrage d'art

Thème

Effet des phases de réalisation des tunnels à faible couverture sur la réponse Dynamique des fondations

Présenté par :

- ❖ ***Fouzer okba***
- ❖ ***Lehtihet mahfoud***

Encadré par :

Dr : Messioud Salah

Promotion : juillet 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENTS

*Avant tout nous remercions dieu qui a bien voulu nous
donner la force pour effectuer
ce travail.*


*Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et
leurs patiences.*

*Nous tenons à remercier notre encadreur MESSIOUD
SALAH, pour nous avoir guidés
tout au long de ce travail.*

*Nous remercions également les membres de jury qui nous
faisons l'honneur de présider et d'examiner
ce modeste travail*

*Nous voudrions aussi remercier vivement nos collègues pour
leur collaboration en ce projet.*

*Nos sincères gratitude vont vers tous ceux qui ont participé
de près ou de loin à réaliser
ce modeste travail.*



Dédicace

*Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné
le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ;*

que je dédie :

À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

Ma mère et mon père ; sans eux je n'aurai

pas aboutie à ce stade d'étude,

que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.

que je dédie :

À ceux que j'aime et que j'adore :

Ma très cher sœur,

A mes frères.

A toute ma famille.

A mon frère et binôme Mahfoud

À tous mes amis

*À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de
ce mémoire.*

À vous... Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

Merci

Okba

Dédicace

*Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné
le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ;*

que je dédie :

À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

*Ma mère et mon père ; sans eux je n'aurai
pas aboutie à ce stade d'étude,
que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.*

que je dédie :

À ceux que j'aime et que j'adore :

MES très chères sœurs,

A mes frères.

A toute ma famille.

A mon frère et binôme Okba

À tous mes amis

*À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de
ce mémoire.*

À vous... Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

Merci

Mahfoud

Résumé

Cette étude analyse l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement des ouvrages souterrains à faible couvertures en sites urbains lors des phases de réalisation. Dans ce travail un modèle analytique et un autre numérique en 3D ont été proposés pour analyser l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique de système tunnel- sol-fondation soumis à un chargement dynamique lors des phases d'excavation; le modèle analytique est basé sur la méthode des cônes couplé avec la convergence confinement, et le modèle numérique est en élément finis avec les frontières absorbantes. Les résultats obtenus sont présentés en termes d'impédance dynamique verticales et horizontales et en termes des amplitudes de déplacements.

MOTS-CLÉS: frontière absorbante, éléments finis, impédances dynamiques, interaction, convergence confinement.

Abstract

This study analyzes the effect of soil-structure interaction on the behavior of underground structures with low roofs in urban sites during the construction phases.

In this work, an analytical model and another three-dimensional numerical have been proposed for analysis of the effect of the soil-structure interaction on the dynamic response of a tunnel-soil-foundation system subjected to dynamic loading during the excavation phases. The analytical model based on the cone method coupled with confinement convergence method, and the numerical model is in finite element with the absorbing boundaries.

The obtained results are presented in terms of vertical and horizontal dynamic impedances and displacements.

KEYWORDS: absorbent border, finite elements; dynamic impedance, interaction, confinement convergence.

ملخص

تحلل هذه الدراسة تأثير تفاعل بنية التربة على سلوك الهياكل الجوفية ذات الاعماق المنخفضة في المواقع الحضرية خلال مراحل البناء.

في هذا العمل ، تم اقتراح نموذج تحليلي ونموذج رقمي ثلاثي الأبعاد لتحليل تأثير تفاعل بنية التربة على الاستجابة الديناميكية لنظام أساس التربة النفقية الذي يخضع للتحميل الديناميكي خلال مراحل الحفر ؛ يعتمد النموذج التحليلي على طريقة المخروط إلى جانب طريقة التقارب والاحتواء ، والنموذج العددي في عنصر محدد مع حدود الامتصاص.

يتم تقديم النتائج التي تم الحصول عليها بدلالة المقاومة الديناميكية و الانسحاب الحركي الافقي و العمودي.

الكلمات المفتاحية : حدود الامتصاص- عنصر محدد- المقاومة الديناميكية- تفاعل-التقارب و الاحتواء.

Sommaire

Tables des matières

Remerciements	I
Dédicaces	II
Résumé	IV
Abstract	V
ملخص	VI
Tables des matières	VII
Table des figures	XI
Liste des tableaux	XVII
Notations	XVIII

Chapitre I : Comportement des tunnels-fondations en phase de construction

I.1. Introduction.....	4
I.2. Description générale des mouvements de sol	5
I.2.1. Transmission des déplacements vers la surface	9
I.2.2. Effet de voûte	10
I.2.3. Mouvements horizontaux	11
I.2.4. Mouvements dans une section transversale au creusement.....	13
I.2.5. Mouvement d'une section longitudinale au creusement	17
I.3 Tassement vertical	17
I.3.1. Cuvette de tassement	17
I.3.2. Influence de la profondeur sur la cuvette de tassement	18
I.3.3. Calcul de la cuvette de tassement à long terme.....	19
I.4. Fondation superficielle construite à proximité d'un ouvrage souterrain	19
I.5. Modélisations du bâtiment-excavation dans l'ISS.....	20
I.5.1. Modélisation physique	20
I.5.2. Modélisation numérique.....	22
I.6. Les méthodes numériques.....	23
I.6.1. La méthode des éléments finis	25
I.7. Conclusion	26

Chapitre II : Interaction Sol-Structure

II.1.Introduction	27
II.2.Effet de l'ISS sur le comportement dynamique des structures.....	29
II.2.1. Structure incorporée dans les roches (base encastrée)	30
II.2.2. Structure incorporée dans le sol (base flexible).....	30
II.2.2.1. Interaction Cinématique	30
II.2.2.2. Interaction Inertielle	30
II.2.2.3. Déformations de la fondation	31
II.2.2.4. Déplacement au sommet de la structure.....	31
II.3. Notion d'Interaction Sol-Structure (ISS).....	31
II.4. Formulation d'un problème d'Interaction Sol-Structure	33
II.5. Méthodes d'analyse de l'Interaction Sol-Structure	35
II.5.1. Les méthodes directes	35
II.5.2. Méthodes de sous-structures	36
II.5.3. Méthodes hybrides	38
II.6. Frontières du modèle	38
II.6.1. Frontières absorbantes	38
II.6.2. Frontières pour Champ Libre	39
II.7. Conclusion	42

Chapitre III : Méthodes de calcul des tunnels

III.1.Introduction	43
III.2. Méthodes empiriques	43
III.2.1. Méthode de K. Terzaghi	43
III.2.2. Méthode de N-BARTON.....	45
III.2.3. Méthode de BIENIAWSKI	48
III.3. Les méthodes analytiques.....	48
III.3.1.La méthode des réactions hyperstatiques	49
III.3.1.1. Principe	49
III.3.1.2. Détermination des charges "actives"	50

III.3.1.3. Milieux continus	50
III.3.1.4. Milieux discontinus.....	51
III.3.1.5. Domaine d'application.....	51
III.3.2. La méthode convergence-confinement.....	51
III.3.2.1. Hypothèses	52
III.3.2.2. Courbe de convergence	52
III.3.2.3. Courbe de confinement	55
III.3.2.4. Domaines d'application :	56
III.4. Les méthodes numériques	57
III.4.1. Introduction	57
III.4.2. Les différentes méthodes numériques	58
III.4.3. Les différents types de modélisations de tunnel	58
III.4.3.1. La modélisation 2D en déformations planes	58
III.4.3.2. La modélisation 2D en conditions axisymétriques.....	60
III.4.3.3. La modélisation tridimensionnelle	61
III.5. Conclusion.....	61

Chapitre IV : Réponse dynamique de système sol-tunnel-fondation "Modèle de Cône avec la méthode de convergence confinement"

IV.1. Introduction.....	62
IV.2. Réponse dynamique des fondations	63
IV.3. Equation de mouvement d'une barre	64
IV.3.1. Ondes longitudinales, ondes primaires (ondes P)	64
IV.3.2. Onde de cisaillement, de distorsion (ondes S)	66
IV.4. Equation des unidimensionnelles-cas d'un cite.....	67
IV.4.1. Position de problème et équation de mouvement.....	67
IV.4.2. réponse dynamique d'une couche de sol.....	75
IV.4.3. Effet d'excavation des tunnels sur la réponse dynamique de système tunnel-sol-fondation.....	83
IV.4.3.1. méthode convergence – confinement	83
IV.4.4. Présentation de l'approche analytique.....	85

IV.4.4.1. Définition du problème	86
IV.5. Réponse dynamique de système Sol-Tunnel-Fondation	88
IV.5.1. Influence de l'épaisseur de la couche	89
IV.5.2. Influence de rayon de la fondation	95
IV.5.3. Influence de la rigidité de milieu (Effet de E)	100
IV.5.4. Influence de poids volumique sur le comportement dynamique de système tunnel-fondation	105
IV.6. Conclusion	110

Chapitre V : modélisation de l'effet des phases de la réalisation de la galerie sur la réponse dynamique de système fondation-galerie

V.1. Introduction	111
V.2. Modélisation numérique	111
V.2.1. Présentation du Modèle Numérique	112
V.3. Le maillage	115
V.4. Résultats et discussion	116
V.4.1. Effet des phases d'excavations sur le déplacement vertical et horizontal	116
V.4.2. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal	121
V.4.3. Variation des déplacements max pendant les phases d'excavation en fonction de l'épaisseur(d)	127
V.5. Evolution des impédances dynamiques dans la fondation et à la clé de la galerie pendant la réalisation	128
V.5.1. Impédances dynamiques verticales (K_{zz} , C_{zz})	128
V.5.2. Impédances dynamiques horizontales (K_{xx} , C_{xx})	131
V.6. Influence de la profondeur de la galerie sur la variation de l'impédance dynamique ..	133
V.6.1. Impédances dynamiques verticales (K_{zz} , C_{zz})	133
V.6.2. Impédances dynamiques horizontales (K_{xx} , C_{xx})	137
V.7. Conclusion	140
Références	143
ANNEXE A	147
ANNEXE B	163

Listes des figures

Chapitre 1 :

Figure I.1 : Déplacements des contours de l'excavation : Coupes de principe d'après Leblais [1995].	6
Figure I.2 : Mouvements de sol lors du creusement d'un tunnel. (Mestat [1999])	7
Figure I.3 : Cuvette de tassement tridimensionnel (Leblais [1995]).	8
Figure I.4 : Forme de cuvette de tassement en surface (d'après Schlosser [1989])	9
Figure I.5 : Mécanismes de transmission Pantet (1991)	10
Figure I.6 : Effet de voûte selon Pietro Lunardi	10
Figure I.7 : Les situations possibles de l'effet de voûte (Lunardi)	11
Figure I.8 : Déplacements longitudinaux et transversaux En avant du front	12
Figure I.9 : Déplacements longitudinaux et transversaux après le passage du front.	12
Figure I.10 : Déplacements longitudinaux et transversaux Après le bétonnage	13
Fig.I.11(a) : Déplacements générés par le creusement volumiques(cording 1977)	14
Fig.I.11(b) : Déplacements de distorsion et du premier tunnel (cording 1977)	14
Figure I.12 : Mouvements de sol consécutifs à une perte de volume (Uriel [1989]).	15
Figure I.13: Paramètre « GAP » (Lee & Rowe [1989]).	16
Figure I.14 : Mouvement de construction suivant leur position par rapport à l'axe du tunnel.	16
Figure I.15 : Tassements de surface (Attewell [1986]).	17
Figure I.16: Distribution transversale des tassements (Schlosser [1985]).	18
Figure I.17 : Cuvette de tassement en profondeur (Mair [1993]).	19
Figure I.18. Interaction entre une semelle filante et une cavité symbolisée par un cercle(en différentes positions) D'après Wood et Lamach (1985)	20
Figure I.19. Vues en coupe et en dessus du modèle réduit 3D de l'université d'Illinois (Laefer, 2001).	22

Chapitre 2 :

Figure II.1 : Réponse sismique des structures fondées sur les roches et sur le sol. (a) sites ; (b) champ libre ; (c)interaction cinématique ; (d) interaction inertiel. (Wolf, 1985)	29
Figure II.2. Système sol-structure	35
Figure II.3. Interaction Sol-Structure	37

Chapitre 3 :

Figure III.1 : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (K.Terzaghi 1946)	44
Figure III.2. : Relation entre (Q - De) et les catégories de soutènement (Barton et al 1974). .	47
Figure III.3: Schéma classique d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts).....	49
Figure III.4: Représentation géométrique des variables utilisées dans les formules de..... Terzaghi.....	50
Figure III.5: Courbes de convergence-confinement et assemblage	53
Figure III.6: Notion de pression fictive et de déconfinement autour du front de taille.....	53
Figure III.7: Repère du problème 2D-plan.....	59
Figure III.8Modèle longitudinal et transversal du tunnel.....	59
Figure III.9: Repère du problème axisymétrique	60
Figure III.10: Substitution du problème 3D en un problème 2D axisymétrique.....	60
Figure III.11 : Exemple de maillage 3D.....	61

Chapitre 4 :

Figure IV.1. Modèle rhéologique simplifié pour l'impédance verticale	64
FigureIV.2. Ondes longitudinales se propageant le long d'une barre	65
Figure IV.3. Ondes de cisaillement se propageant le long d'une barre	66
Figure IV.4. Modèle de barre : section exponentielle	68
Figure IV.5.Onde propageant dans la direction z.....	73
Figure IV.6.Elément de barre (couche de sol homogène).....	76
Figure IV.7 : Méthode convergence – confinement (d'après Panet et Guellec, 1974).	84
Figure IV.8 : Principe de la méthode convergence – confinement (Panet et Guellec, 1974)...	85
Figure IV.9 : Définition du problème.....	86
Figure IV.10. Modèle de calcul (réponse dynamique de fondation sur sol-tunnel).....	89
Figure IV.11.a. Influence de taux de déconfinement sur la rigidité dynamique verticale (d=2m).	90

Figure IV.11.b. Influence de taux de déconfinement sur la rigidité dynamique verticale (d=5m).....	90
Figure IV.11.c. Influence de taux de déconfinement sur la rigidité dynamique verticale (d=10m).....	91
Figure IV.11.d. Influence de taux de déconfinement sur la rigidité dynamique verticale (d=15m).....	91
Figure IV.11.e. Influence de la variation d'épaisseur de la couche de sol sur la rigidité dynamique verticale ($\lambda = 0.3$).....	92
Figure IV.12.a. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical (d=2m).....	93
Figure IV.12.b. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical (d=5m).....	93
Figure IV.12.c. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical (d=10m).....	94
Figure IV.12.d. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical (d=15m).....	94
Figure IV.12.e. Influence de la variation d'épaisseur de la couche de sol sur les déplacements vertical ($\lambda = 0.3$).....	95
Figure IV.13.a Influence de taux de déconfinement sur la variation de la rigidité dynamique verticale (R=1m).....	96
Figure IV.13.b Influence de taux de déconfinement sur la variation de la rigidité dynamique verticale (R=1.5m).....	96
Figure IV.13.c Influence de taux de déconfinement sur la variation de la rigidité dynamique verticale (R=2m).....	97
Figure IV.13.d Influence de taux de déconfinement sur la variation de la rigidité dynamique verticale ($\lambda = 0.3$).....	97
Figure IV.14.a. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical (R ₀ =1m).....	98
Figure IV.14.b. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical (R ₀ =1.5m).....	98
Figure IV.14.c. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical (R ₀ =2m).....	99
Figure IV.14.d. Influence de la variation de rayon de la fondation sur les déplacements vertical ($\lambda = 0.3$).....	99

Figure IV.15.a Influence de taux de déconfinement sur la variation sur la rigidité dynamique verticale (E=250 Mpa)	100
Figure IV.15.b Influence de taux de déconfinement sur la variation sur la rigidité dynamique verticale (E=350 Mpa)	100
Figure IV.15.c Influence de taux de déconfinement sur la variation sur la rigidité dynamique verticale (E=450 Mpa)	101
Figure IV.15.d Influence de taux de déconfinement sur la variation sur la rigidité dynamique verticale (E=550 Mpa)	101
Figure IV.15.e Influence de la variation module de young sur la rigidité dynamique verticale ($\lambda=0.3$)	102
Figure IV.16.a Influence de taux de déconfinement sur la variation sur le déplacement verticale (E=250 Mpa)	102
Figure IV.16.b Influence de taux de déconfinement sur la variation sur le déplacement verticale (E=350 Mpa)	103
Figure IV.16.c Influence de taux de déconfinement sur la variation sur le déplacement verticale (E=450 Mpa)	103
Figure IV.16.d Influence de taux de déconfinement sur la variation sur le déplacement verticale (E=550 Mpa)	104
Figure IV.16.e Influence de la variation module de young sur le déplacement verticale ($\lambda=0.3$)	104
Figure IV.17.a Influence de taux de déconfinement sur la variation sur la rigidité dynamique verticale (P=17KN)	106
Figure IV.17.b Influence de taux de deconfinement sur la variation sur la rigidité dynamique verticale (P=18KN)	106
Figure IV.17.c Influence de taux de déconfinement sur la variation sur la rigidité dynamique verticale (P=20KN)	107
Figure IV.17.d Influence de la variation de poids volumique sur la rigidité dynamique verticale ($\lambda=0.3$)	107
Figure IV.18.a. Influence de taux de deconfinement sur la variation de déplacement vertical (P=17KN).	108
Figure IV.18.b. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical (P=18KN).	108
Figure IV.18.c. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical (P=20KN).	109
Figure IV.18.d. Influence de la variation de poids volumique sur le déplacement vertical ($\lambda=0.3$).	109

CHAPTRE 5 :

Figure V.1. Représentation d'un système fondation-galerie	113
Figure V.2. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal au centre de la fondation "N1" (d=2 m).....	116
Figure V.3. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal au niveau de la dalle "N2" (d=2 m)	117
Figure V.4. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal à l'interface sol-galerie "N3" (d=2m).....	117
Figure V.5. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal dans l'entrée du tunnel "N4"(d=2m).....	118
Figure V.6. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal au centre de la fondation "N1"(d=5m).....	119
Figure V.7. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal au niveau de la dalle "N2" (d=5m)	119
Figure V.8. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal à l'interface sol-galerie "N3" (d=5m)	120
Figure V.9. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal dans l'entrée du tunnel "N4" (d=5m).....	120
Figure V.10. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal au centre de la fondation "N1" (avant excave)	121
Figure V.11. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal au niveau de la dalle "N2" (avant excavation).....	11
Figure V.12. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal à l'interface sol-galerie "N3" (avant excave).....	122
Figure V.13. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal dans l'entrée du tunnel "N4" (avant excave).....	122
Figure V.14. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal au centre de la fondation "N1"(avec excave).....	123
Figure V.15. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal au niveau de la dalle "N2"(avec excave)	123
Figure V.16. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal à l'interface sol-galerie "N3" (avec excave)	124
Figure V.17. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal dans l'entrée du tunnel "N4" (avec excave)	124

Figure V.18. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal au centre de la fondation "N1" (avec soutènement)	125
Figure V.19. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur déplacement vertical et horizontal au niveau de la dalle "N2" (avec soutènement)	125
Figure V.20. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal à l'interface sol-galerie "N3" (avec soutènement)	126
Figure V.21. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal dans l'entrée du tunnel "N4" (avec soutènement)	126
Figure V.22. La variation de déplacement maximal vertical et horizontal au centre de la fondation (N1)	127
Figure V.23. La variation de déplacement maximal vertical et horizontal au niveau de..... la dalle (N2).....	128
Figure V.24. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale au centre de la fondation "N1" (d=2m).....	129
Figure V.25. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale au niveau de la dalle "N2" (d=2m)	129
Figure V.26 Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale à l'interface sol-galerie "N3" (d=2m)	130
Figure V.27. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale dans l'entrée du tunnel "N4" (d=2m).....	130
Figure V.28. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale au centre de la fondation "N1" (d=2m).....	131
Figure V.29. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale au niveau de la dalle "N2" (d=2m)	132
Figure V.30. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale à l'interface sol-galerie "N3" (d=2m)	132
Figure V.31. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale dans l'entrée du tunnel "N4" (d=2m).....	133
Figure V.32. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance verticale au centre de la fondation "N1" (avant excave)	133
Figure V.33. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance verticale au niveau de la dalle "N2" (avant excave).....	134
Figure V.34. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance verticale au centre de la fondation "N1" (avec excave)	134
Figure V.35. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance verticale au niveau de la dalle "N2" (avec excave).....	135

Figure V.36. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance verticale au centre de la fondation "N1" (avec soutènement)	135
Figure V.37. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance verticale au niveau de la dalle "N2" (avec soutènement).....	136
Figure V.38. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance horizontale au centre de la fondation "N1" (avant excave)	137
Figure V.39. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance horizontale au niveau de la dalle "N2" (avant excave)	137
Figure V.40. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance horizontale au centre de la fondation "N1" (avec excave).....	138
Figure V.41. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance horizontale au niveau de la dalle "N2" (avec excave)	138
Figure V.42. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance horizontale au centre de la fondation "N1" (avec soutènement)	139
Figure V.43. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance horizontale au niveau de la dalle "N2" (avec soutènement)	139

Liste des tableaux

Tableau III.1 : Hauteur de terrain décomprimée au-dessous d'une cavité (d'après Terzaghi, 1946).....	45
Tableau III.2. Plage de variation des paramètres prises en compte dans le calcul de Q (AFTES [2003]).....	46
Tableau III.3: Classification de la qualité de la roche.....	47
Tableau V.1. Caractéristique principale des matériaux	114

NOTATIONS

A : l'aire

B : Largeur de la galerie.

C: Cohésion du terrain.

C : Amortissement généralisée.

C : matrices d'amortissement

C_P : La vitesse de l'onde de compression

C_s : La vitesse de l'onde de cisaillement

D : diamètre du tunnel

D : Facteur d'amortissement

E: Module de Young.

F: Facteur de stabilité.

G : Module de cisaillement du matériau

H : Epaisseur de la couche de sol

H_p : Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale.

H_t : Hauteur de la galerie

H: La hauteur de couverture.

I_p : Moment d'inertie polaire de la section transversale de la barre

$I_{p,G}$: La rigidité de cisaillement

Ja : Degré d'altération.

Jn : Nombre de familles principales de discontinuités.

Jr : La rugosité des faces des joints.

Jw : Les conditions hydrogéologiques.

Kh : Raideur horizontal.

Kv : Raideur vertical.

K : matrices de raideur du système

K : coefficient multiplicateur.

K_0 : Coefficient des terres au repos.

K_a : Coefficient de poussée active.

K_p : Coefficient de butée.

K_p : Le nombre d'onde de compression

K_s : l'impédance statique ($\omega=0$) ou la rigidité statique

K_v : L'impédance dynamique verticale

K_h : L'impédance dynamique horizontale

L_C : demi-largeur de La cuvette de tassement

M : matrices de masse

P : le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système

P_i : La pression fictive

P_f : vecteur des forces (moments) qui provient de l'effet inertiel de la superstructure,

P_f^* : Vecteur des forces (moments) provoquées par le mouvement du champ libre,

P_0 : Forces et moments appliqués à la fondation en son centre.

Q : Indice de qualité

R_c : la résistance en compression simple de la roche

R : le rayon de fondation

R : Rayon de l'excavation

RP : Rayon plastique

\bar{R}_0 : Amplitude complexe de l'excitation

R_0 : la force verticale

\bar{R}_1, \bar{R}_2 : Amplitudes complexes des forces nodales.

S_{\max} : Les ondes de cisaillement. maximum

$[S_{00}]$: Les coefficients de la matrice de rigidité dynamique

T : Période; effort tranchant; l'énergie cinétique.

U_R : déplacement radial

U_f : la réponse à l'interface sol-fondation

U_f^* : la réponse de mouvement en champ libre à l'interface sol-fondation.

U_z : le déplacement résultant

U_x : le déplacement résultant

U_t : Déplacement absolu de la masse m .

U : le vecteur de déplacement du système

\dot{U} : L'accélération verticale au sol.

\dot{U} : La vitesse.

U_1 : Déplacement suivant l'axe x .

U_3 : Déplacement suivant l'axe z .

V_0 : volume de terrain perdu

V_t : la perte de sol

V_s : l'aire comprise entre le niveau initial de surface du sol et le profil de tassement

V_p : La vitesse des ondes P.

V_s : est la vitesse de cisaillement.

V_s : volume total de La cuvette de tassement

W : L'énergie de déformation équivalente.

a_0 : fréquence adimensionnelle

b : largeur

d : l'épaisseur de la couche de support

f : résistance d'un matériau

f : Fréquence.

g : Accélération de la pesanteur.

h_i : Hauteur de la couche i .

k' : le comportement élastique

k'' : le mouvement vibratoire est l'amortissement.

p_v : La pression verticale.

p_h : La pression horizontale.

q_0 : la valeur de la base rigide du déplacement vertical

$\bar{q}(z)$: l'amplitude complexe de la réponse.

\bar{q}_1, \bar{q}_2 : Amplitudes complexes des déplacements

s : espacement entre les barres d'armature

t : L'encastrement relatif

$t_1; t_2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

t_i : Période du mode « i ».

[u] Champ de déplacement à l'interface sol-fondation

u : vecteur déplacement réel

u_e : Pseudo-déplacement élastique.

u_s : Déplacement radial.

u_{inf} : Déplacement maximal du terrain.

z : coordonnée verticale ; bras de levier entre les résultantes comprimée et tendue

ΔV : L'énergie dissipée durant le cycle.

Δ : déplacement radial dû à l'épaisseur de la jupe.

γ : Poids volumique humide

δ : Déplacement absolu (déflexion).

δ_r : déplacement radial dû au vide annulaire entre le bouclier et le tunnel.

δ_v : tassement à la distance verticale x du centre du tunnel δh

δ_{vmax} : tassement maximum au centre de la cuvette

ρ : Masse volumique de sol

$\Gamma(t)$: Vecteur correspondant à l'accélération du sol.

β : Coefficient d'amortissement
 σ_v : la valeur de la contrainte naturelle en place
 σ_1 : contrainte principale maximale
 σ_3 : contrainte principale minimale
 σ_c : la résistance en compression uniaxiale
 σ_0 : La contrainte initiale.
 $\lambda(x)$: Taux de déconfinement.
 ν : Coefficient poisson.
 ε : Pseudo-vecteur déformation (réelle).
 ω : Fréquence de l'excitation
 β : l'angle d'ouverture.
 φ : Angle de frottement interne.
 Ψ : angle de dilatance

Introduction générale

Introduction générale

Dans la conception et la construction des ouvrages sous-sol en site urbain, les ingénieurs sont confrontés à un problème majeur concernant la protection des ouvrages existants contre les risques induits par le creusement. En effet, compte tenu de la nature meuble et hétérogène des sols urbains et de la faible profondeur des tunnels construits dans ces sites, on assiste à une forte interaction entre le creusement et les structures existantes, qu'elles soient en surface (bâtiments, chaussées, monuments, ponts) ou en profondeur (canalisations, fondations profondes, tunnels existants). Cette interaction est due principalement aux mouvements de sols induits par le creusement, qui peuvent mettre en péril le fonctionnement, voire même, la stabilité de certains ouvrages. Les travaux souterrains sont en plein essor suite aux avancées faites en mécanique des sols ainsi que les progrès réalisés dans les méthodes de creusement, de soutènement et de revêtement permettant d'exécuter des ouvrages souterrains en toute sécurité dans tous types de terrains.

Les premiers travaux dans ce domaine ont été orientés vers la détermination des mouvements de sols induits par le creusement en l'absence de ces ouvrages. Pour cela, diverses approches ont été abordées. La première concerne l'auscultation et les mesures in situ. Cette approche apporte des renseignements précieux sur les mouvements de terrains induits par le creusement et elle constitue une bonne base des connaissances acquises dans ce domaine (Atkinson et Al. 1977, Aiteweu 1977, Aitewell et Farmer 1975, Cording et Hansmire 1975, Clough et Schmidt 1981, Davis Et Al. 1980, Hanya 1977, Mair et Al. 1993, Peck 1969, Rowe et Kack 1983, Schlosser Et Al. 1985, Ward et Pender 1981). La deuxième concerne les expériences menées en laboratoire (centrifugeuse, modèle réduit) (Alabram 1995, Chambon 1990, Kimura et Mair 1981). Cette approche soulève des difficultés dans la mise en œuvre du dispositif expérimental et pose, dans certains cas, le problème de la représentativité des résultats. La dernière approche concerne les méthodes numériques qui permettent d'apporter des informations complémentaires et précieuses sur les mouvements de sols au cours du creusement (Aftès 1983, Clough et Al. 1985, Eisenstein et Ezzedine 1994, Finno et Clough

Introduction Générale

1985, I.Eca 1997, Kasali 1981, Kielbessa et Duddeck 1991, Lee et Rowe 1990a, 1990b, 1991, Panet 1995, Ranken et Ghaboussi 1975, Romo et Diaz 1981, Rowe et Al. 1983, Swoboda 1979, Wittke et Gell 1980).

La construction d'un tunnel reste cependant une opération lente et coûteuse, car tributaire d'un certain nombre d'aléas, liées essentiellement au comportement souvent imprévisible des terrains encaissants, et plus particulièrement dans des zones sismiques qui imposent des vérifications strictes du fonctionnement et stabilité de ces constructions sous chargement sismique. En effet, ce type de chargement peut induire des dommages importants aux ouvrages souterrains, en particulier dans les terrains meubles.

Historiquement, la conviction générale est que l'effet des vibrations sur les tunnels n'était pas très important. Néanmoins, certains ouvrages souterrains ont connu des dommages importants au cours des dernières années. Le risque des vibrations induit par les chargements dynamiques représentent une menace contre laquelle il est impératif de prendre des dispositions permettant d'en minimiser les conséquences matérielles et humaines. Cette approche préventive passe surtout par une conception adaptée des ouvrages considérant pleinement le caractère dynamique des sollicitations. Pour prévoir le comportement dynamique de ces ouvrages en interaction avec des structures, on peut certes penser à utiliser les outils scientifiques de modélisation approchant la physique du phénomène.

La méthode convergence-confinement est l'une des hypothèses les plus couramment utilisées pour examiner l'effet d'aspect tridimensionnel (3D) en analyse bidimensionnelle (2D). Elle permet de simuler le creusement du tunnel avec la mise en place du soutènement par un modèle en déformation plane dont le principe est très simple.

Les progrès récents de l'informatique et des méthodes de calcul (modélisation par éléments finis ou différences finis) permettent à l'ingénieur de simuler l'évolution du comportement des ouvrages souterrains dans le temps. Cependant, l'objectivité des calculs restent suspendue à une connaissance précise de la loi de comportement des terrains en place et des matériaux utilisés.

La modélisation est l'art de la simplification qui permet aux ingénieurs de prévoir le comportement de ce qui est trop complexe pour être appréhendé complètement. Or les ouvrages de génie civil ont un comportement complexe. Cela est dû essentiellement au fait qu'ils sont ancrés dans le milieu naturel. Ils y sont bien sûr par leurs fondations dans le substratum

Introduction Générale

géologique mais aussi par les actions qu'ils subissent - eau, séisme, etc. – et par les matériaux qui les constituent.

Une modélisation du creusement d'un tunnel, en fait, est un problème véritablement tridimensionnel dans l'espace et nécessite de plus une modélisation temporelle pour bien traduire le phasage du creusement. Le modèle utilisé doit représenter la structure, la géométrie du soutènement, des stratigraphies géomécaniques du massif, les phases d'excavation de l'ouvrage et de mise en place du soutènement. La prise en compte de cette interaction complexe dans le dimensionnement des tunnels est délicate, car les chemins de contraintes autour d'un tunnel sont complexes et les conditions aux limites liées à l'interaction sol-structure sont difficiles à modéliser.

Tous les ouvrages de génie civil présentent un certain degré d'interaction ou de couplage avec les milieux environnants. Ce couplage peut être dû aux effets thermiques, inertielles, cinématiques, ou autres. Le comportement des structures faiblement enterrées est conditionné par le couplage avec le rocher ou les couches de sol et les structures avoisinantes. La flexibilité du sol encaissant modifiée le comportement dynamique de la structure supportée qui, en retour, engendre des forces d'interaction sol-structure constitue un domaine de recherche multidisciplinaire qui reste actif compte tenu de la complexité des phénomènes concernés. Les recherches, toujours en cours, visent à résoudre une multitude de problèmes rencontrés tant dans la pratique que dans la modélisation numérique.

Par ailleurs, le problème de l'application du chargement dynamique en interaction sol-structure constitue une autre difficulté, compte tenu du fait que les ondes sismiques incidentes en provenance du foyer du séisme situé en profondeur et donc d'incidence verticale.

Dans ce travail, on s'intéresse au comportement dynamique des tunnels à faible couverture lors des phases de réalisation. Pour ce faire, on analyse l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement des tunnels lors de ces phases en dynamique. Afin d'étudier d'une manière plus approfondie ces aspects, on utilise une modélisation par éléments finis avec une loi de comportement élastique linéaire dans le domaine fréquentiel.

Chapitre I

Comportement des tunnels- fondations en phases de construction

Comportement des tunnels-fondations en phases de construction

I.1. Introduction

Le creusement des tunnels engendre des perturbations plus ou moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements de sol. En zones urbaines, les tassements résultant de ce phénomène peuvent affecter la stabilité des ouvrages avoisinants. Ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques non négligeables.

L'interaction du creusement de tunnels avec des structures en surface pose des problèmes majeurs en site urbain, car cette interaction peut être à l'origine d'importants dommages au niveau des structures. La figure I.1 illustre les principales sollicitations que peut induire le creusement sur des bâtiments en surface (AFTES 1995, ATTEWELL et al. 1986). Ainsi, une structure peut être soumise à des efforts variés et complexes en fonction de sa position sur la cuvette des tassements.

Compte tenu des difficultés à modéliser d'une manière correcte l'interaction creusement - structure en surface, l'AFTES (1995) précise qu'une évaluation acceptable en première analyse consiste à calculer les déformations et les efforts du bâti en imposant sur ses fondations les mouvements du terrain induits par le creusement dans le massif en négligeant la présence de la structure. POTTS et ADDENBROKE(1996) ont retenu une démarche similaire, tout en proposant une procédure simple pour modifier les champs de déplacements induits en surface par le creusement en l'absence de la structure. Leurs travaux ont été basés sur des calculs bidimensionnels et non linéaires par éléments finis. Ils ont ainsi défini des Coefficients pondérateurs à appliquer aux tassements et déplacements latéraux en surface en fonction de la rigidité de la structure. En dépit des difficultés à évaluer les facteurs de rigidité correctement, les auteurs ont montré que leur approche conduit à des résultats acceptables en première analyse.

Chapitre I : Comportement des Tunnels-Fondations en Phases de Construction

Plusieurs approches sont ainsi utilisées pour chercher à étudier et prévoir l'évolution de ces mouvements dans le massif. Dans le présent chapitre, les différentes méthodes seront présentées par le biais d'exemple tirés de la littérature.

I.2. Description des mouvements de sols lors de creusement

La réponse d'un massif aux sollicitations engendrées par le creusement d'un tunnel dépend essentiellement des conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques, de la géométrie de l'ouvrage et de sa position vis-à-vis du souterrain, ainsi que des méthodes de réalisation.

En effet, les tassements de sol apparaissant en surface lors du creusement d'un tunnel sont le résultat de phénomènes complexes liés à la transmission vers la surface des mouvements engendrés au voisinage direct de l'excavation.

Le creusement d'un tunnel perturbe le champ initial des contraintes et la situation hydrogéologique dans le massif. Cette modification des contraintes se traduit généralement par un déplacement du front vers l'excavation et par une convergence des parois du tunnel, la figure (I.1) présente les mouvements autour de l'excavation au cours du creusement [Leblais. 1995, recommandation du groupe de travail n°16 de l'AFTES].

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

- Perte de sol au front de taille.
- Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, soit la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille.
- Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier (en cas de trajectoire courbe par exemple).
- Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

Chapitre I : Comportement des Tunnels-Fondations en Phases de Construction

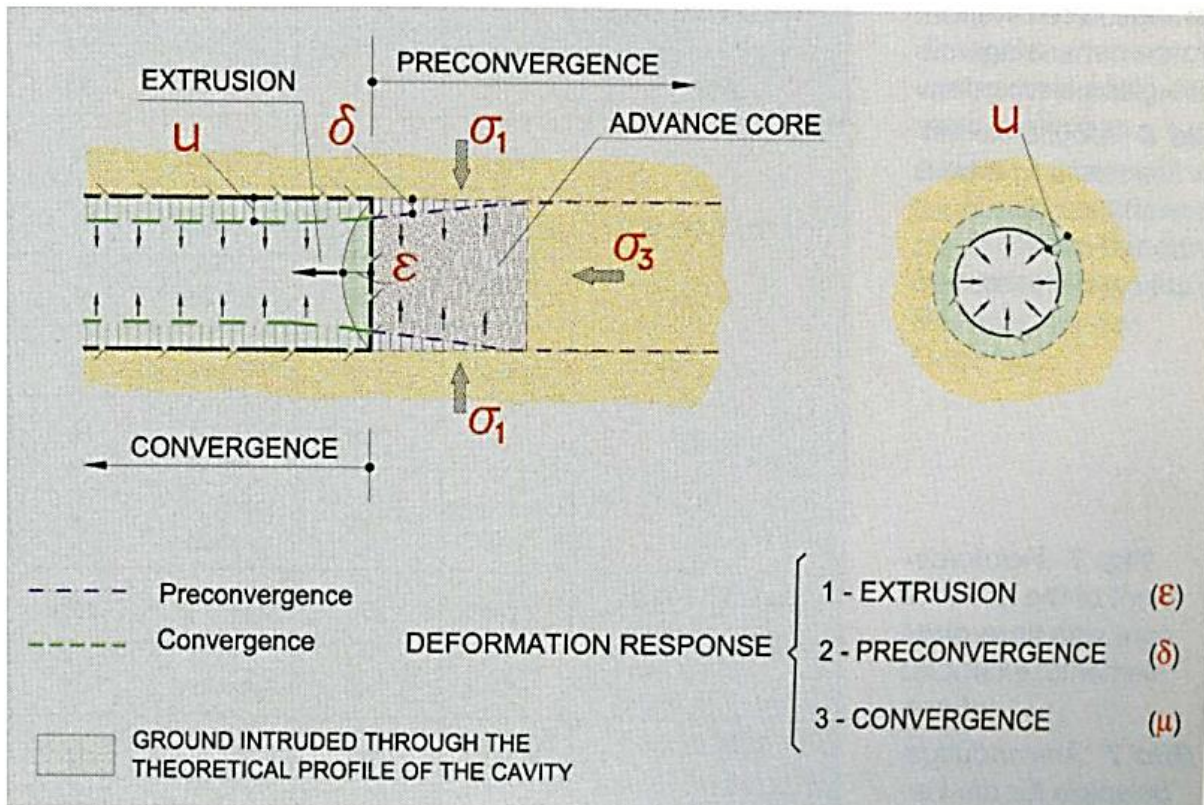


Figure I.1 : Les trois composantes de la déformation dans le massif provoquée par le creusement d'un tunnel (Lunardi et Bindi [2004])

L'introduction d'une cavité dans un terrain modifie l'état des contraintes dans le massif autour de la zone excavée. Il en résulte alors des mouvements au sein du massif. En fonction de l'intensité de cette perturbation, ces mouvements s'accompagnent en général d'un déplacement instantané du front de taille vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel.

Toutes ces déformations commencent déjà bien à l'avant du front de taille, comme amplement décrit et démontré à l'aide de mesures in situ par Lunardi et Bindi [2004] et Lunardi [2008].

Le diagramme de la figure (I.2) présente la réponse du sol lors de la sollicitation du massif.

Chapitre I : Comportement des Tunnels-Fondations en Phases de Construction

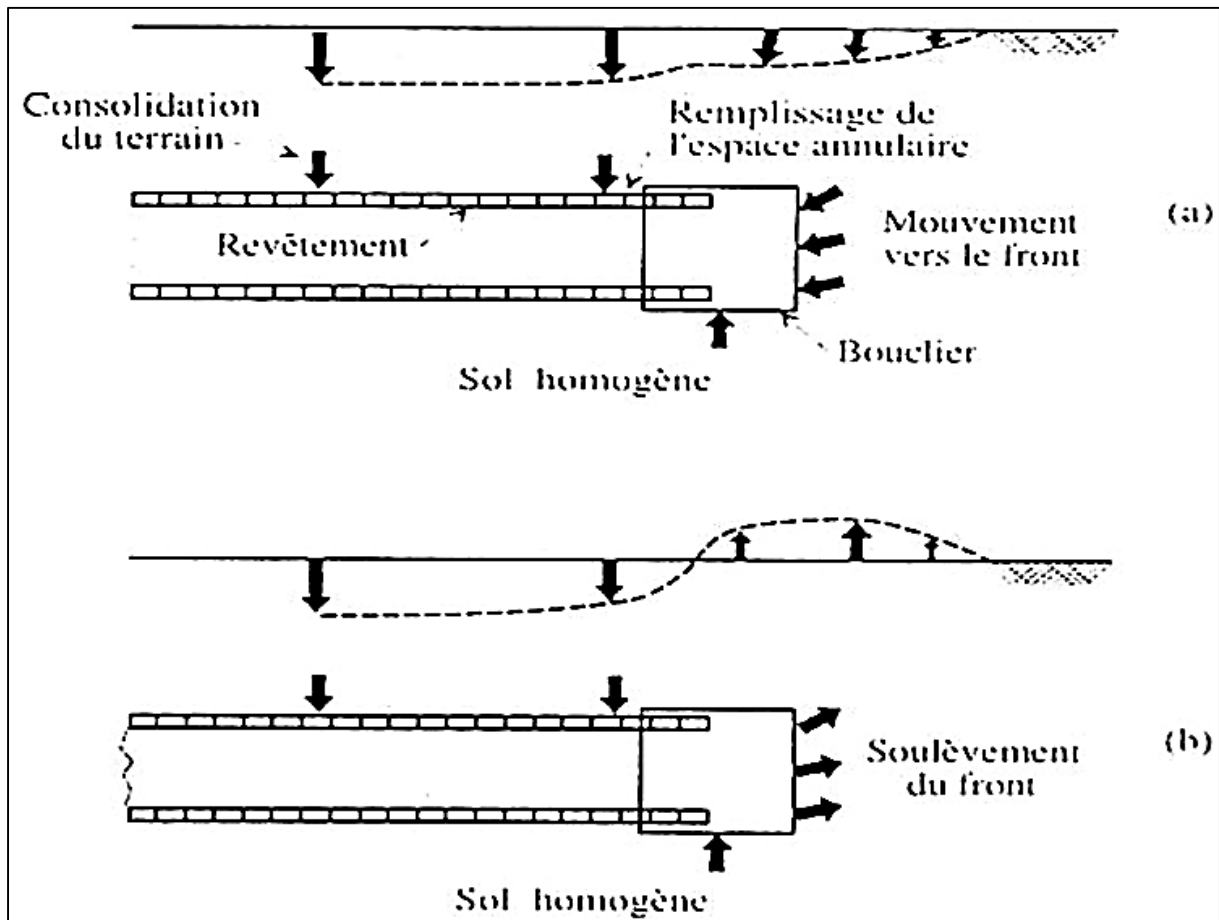


Figure I.2 : Mouvements de sol lors du creusement d'un tunnel. (Mestat [1999])

Dans le cas de la pression appliquée au front avec un niveau de contraintes qui ne dépasse pas la contrainte naturelle, le sol a tendance à se déplacer vers le front de taille. Ce phénomène est observé pendant l'excavation à front ouvert (Figure I.2 (a)). Par contre l'excavation du tunnel effectuée à l'aide d'un tunnelier à front pressurisé (qui permet d'avoir les meilleures conditions de stabilité), la pression appliquée au front est plus grande que la contrainte dans le sol. On constate un refoulement du massif vers la surface à l'avancement (Figure I.2 (b)).

[Bernat. 1996] propose une répartition des tassements de surface à court terme générés par le creusement au bouclier en fonction de l'origine de ces tassements :

- 10% à 20% sont imputables au front de taille
- 40% à 50% apparaissent au passage du tunnelier
- 30% à 40% apparaissent à l'échappement de la jupe.

Chapitre I : Comportement des Tunnels-Fondations en Phases de Construction

Les mesures de tassement ont été réalisées par [Kanayasu. 1994] au Japon à l'aide d'un bouclier, et donnent la répartition suivante [d'après Dias.1999].

- 34% au front
- 38% dus au passage du tunnelier
- 28% dus à l'échappement de la jupe

Pendant la construction du métro de Lille [d'après Shahrour.1999] ; les tassements en surface ont été observés pour trois phases de creusement :

- 15-35% au front
- 20-65% dus au passage du tunnelier
- 9-55% dus à l'échappement de la jupe

Les différences entre les trois citations sont liées aux différents modes de creusement et notamment au phénomène de surcoupe.

A cet ensemble de mouvements de sol correspond un volume de terrain perdu que l'on nomme V_0 [Schlosser, 1989]. En surface, on constate l'apparition d'une dépression appelée cuvette de tassement qui progresse avec l'avancement du tunnel (Figure II.3) et qui peut être reliée au volume de sol perdu V_0 .

Dans la littérature, le volume de terrain perdu au niveau du tunnel V_0 est fréquemment désigné par V_t .

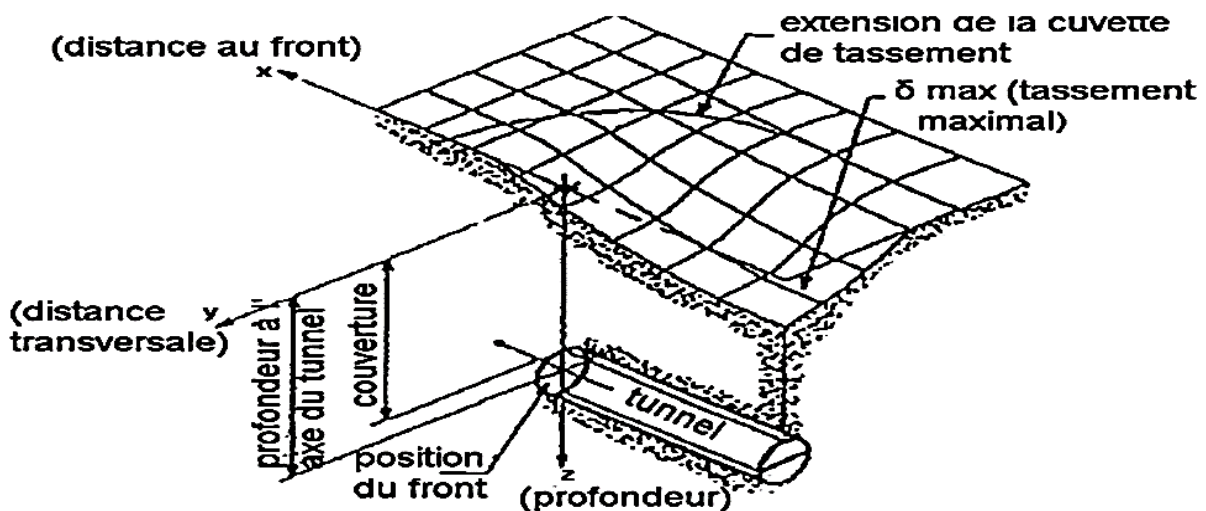


Figure I.3 : Cuvette de tassement tridimensionnel (Leblais [1995]).

Chapitre I : Comportement des Tunnels-Fondations en Phases de Construction

I.2.a) Transmission des déplacements vers la surface

A partir de la périphérie de l'excavation, les déplacements se transmettent vers la surface, avec une amplitude et un décalage dans le temps dépendant des conditions géotechniques, géométriques et technologiques du projet.

Le tassement en surface se présente sous la forme d'une cuvette tridimensionnelle (Figure I.4), dont les dimensions dépendent du type du sol, de la proximité de la surface, du diamètre du tunnel. Les tassements en surfaces sont symétriques par rapport à l'axe du tunnel.

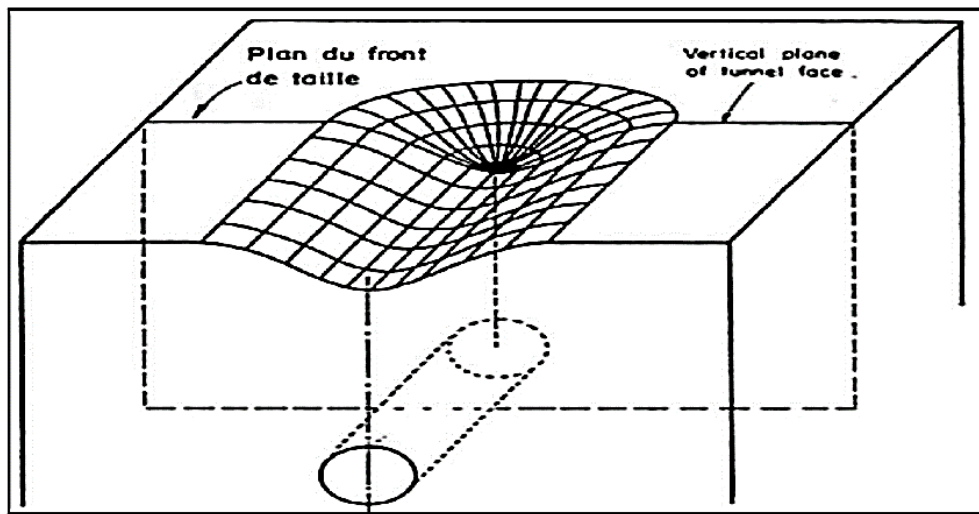


Figure I.4 : Forme de cuvette de tassement en surface (d'après Schlosser [1989])

Pour illustrer la transmission des déplacements entre le tunnel et la surface, les essais et les observations in situ [Pantet. 1991] ont mis en évidence deux mécanismes de transmission des déplacements en surface : Mécanisme primaire et mécanisme secondaire.

Le mécanisme primaire se déclenche avec le déconfinement du front. Il est caractérisé par la formation d'une zone de terrain en déformation au-dessus de la galerie. Lorsque le tunnel est assez profond ($C/D > 2,5$), la transmission des effets du creusement vers la surface, au-dessus de la zone supérieure, est généralement réduite.

Le mécanisme secondaire peut s'enclencher derrière le précédent lorsque le tunnel est assez proche de la surface ($C/D < 2,5$) et que le confinement n'est pas suffisant. Il en résulte la formation d'un bloc de terrain "rigide", limité par deux bandes de cisaillement simples ou multiples qui joignent le tunnel à la surface. Les déplacements en clé de voûte et ceux en surface, au droit de la galerie, sont alors du même ordre.

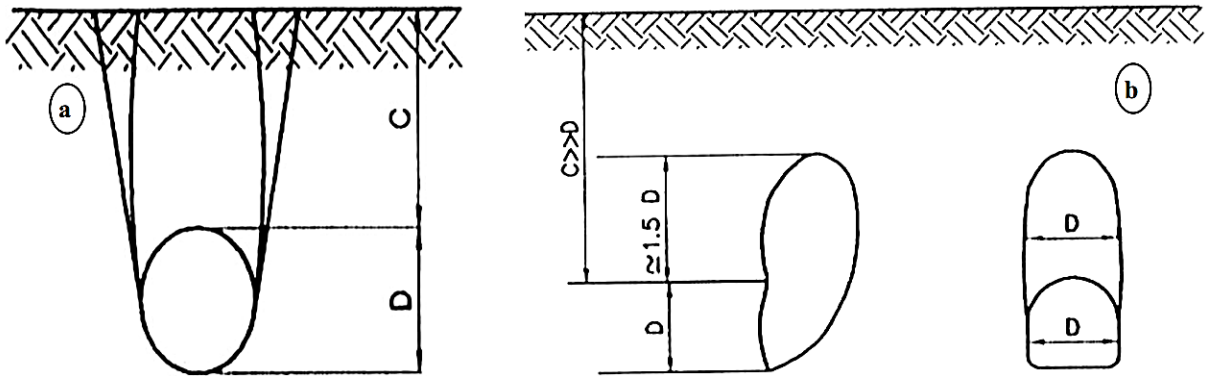


Figure I.5 : Mécanismes de transmission Pantet (1991)

(a) Mécanisme Primaire

(b) Mécanisme Secondaire

I.2.b) Effet de voûte

[Pietro Lunardi. 1999] ; a décrit un mode semblable aux lignes d'écoulement dans le courant d'un fleuve, qui sont déviées par le pilier d'un pont, les lignes d'écoulement du champ de contrainte dans une masse de roche sont déviées par l'ouverture d'une cavité et font des canalisations autour d'elle pour créer une zone d'effort accru autour des murs de l'excavation.

Donc les contraintes préexistantes sont déviées par l'ouverture de la cavité ; c'est la canalisation du flux de ces contraintes sur le contour de l'excavation qui est à l'origine de l'effet de voûte.

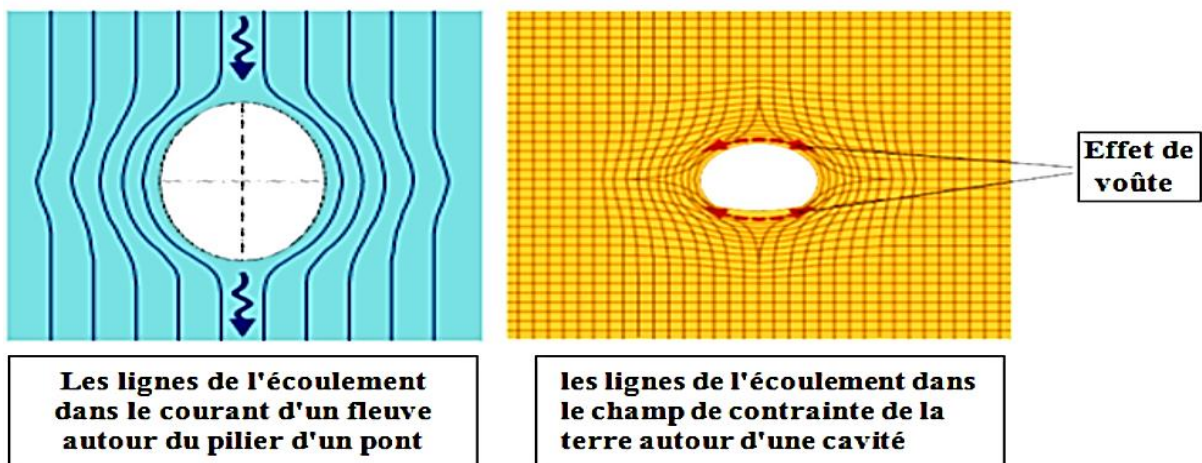


Figure I.6 : Effet de voûte selon Pietro Lunardi

Chapitre I : Comportement des Tunnels-Fondations en Phases de Construction

Quand il a lieu, ce phénomène permet de garantir la tenue et la durée d'espace vide dans le sous-sol. Cet effet de voûte est fonction de l'état de contraintes du massif et des caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain. Trois situations sont alors possibles et l'effet de voûte peut-

- Se produire à proximité du profil d'excavation

- Se produire loin du profil

- Ne pas se produire

- Le premier cas se rencontre lorsque le massif autour de la cavité se comporte de manière élastique (en termes de contrainte et déformation) et avec peu de convergence.

- La deuxième situation se produit lorsque des déformations non élastiques (généralement plastiques) ont lieu, ce qui provoque des convergences importantes.

- Dans le dernier cas le massif n'est pas en mesure de supporter le champ de contraintes déviées et la cavité s'écroule

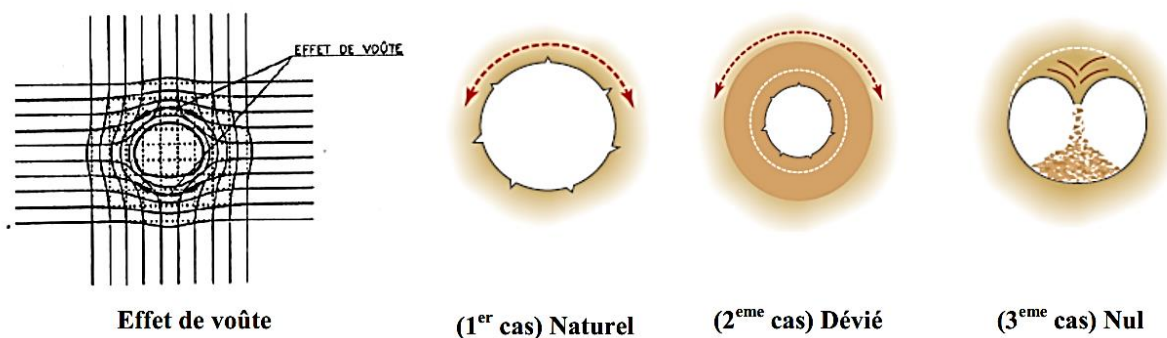


Figure I.7 : Les situations possibles de l'effet de voûte (Lunardi)

I.2.c) Mouvements horizontaux

Les déplacements horizontaux se produisent dans le massif de sol pendant le creusement du tunnel et peuvent être mesurés à l'aide d'un inclinomètre. Les mesures sont possibles dans deux directions perpendiculaires (longitudinale et transversale). La Figure (I.8) montre le déplacement avant le passage du front de taille, on constate que la déformation est très faible, cependant on remarque une déformation latérale d'un millimètre vers l'extérieur au droit du tunnel. Le déplacement du terrain en dessous du tunnel est quasi-zéro.

Chapitre I : Comportement des Tunnels-Fondations en Phases de Construction

Après le passage du front (Figure I.9) on remarque le mouvement du sol dans le tube vers l'extérieur dans la coupe transversale qui correspond à 8 mm de déplacement au niveau du tunnel et à 4 mm dans la coupe longitudinale vers l'avant. Ce phénomène est lié au bétonnage du tunnel. Dans le tube le même effet apparaît plus tard.

La figure (I.10) présente les déplacements pour la phase suivante qui correspond au bétonnage du tunnel en arrière de la jupe. On observe un mouvement vers l'extérieur et vers l'avant dans les deux tubes, en effet, le bétonnage sous pression sollicite le terrain en compression radiale, de la même manière que le ferait un essai pressiométrique horizontal.

Les déplacements horizontaux du sol sont asymétriques, on constate que les mouvements dans le sol sont toujours du type compression.

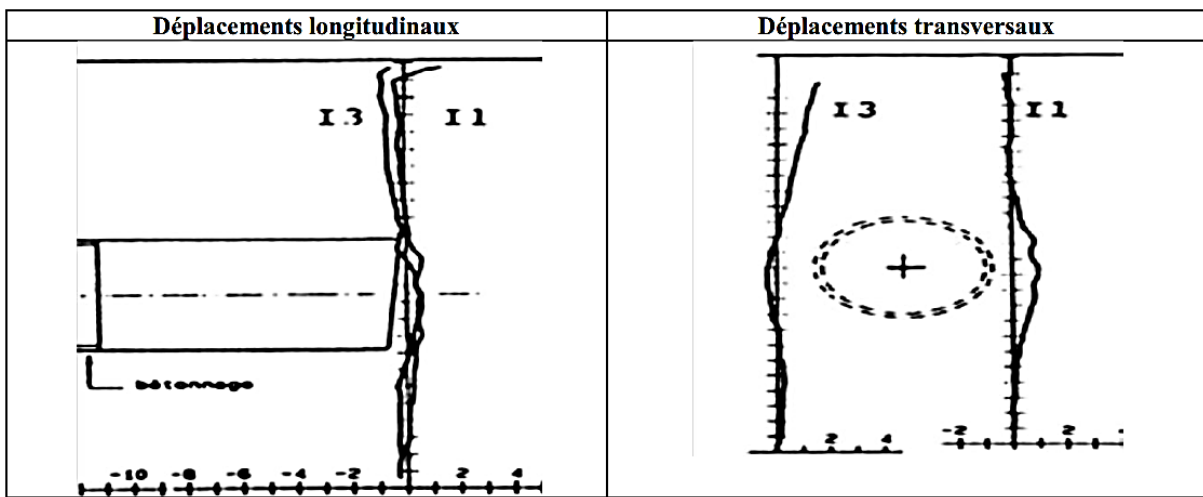


Figure I.8 : Déplacements longitudinaux et transversaux En avant du front

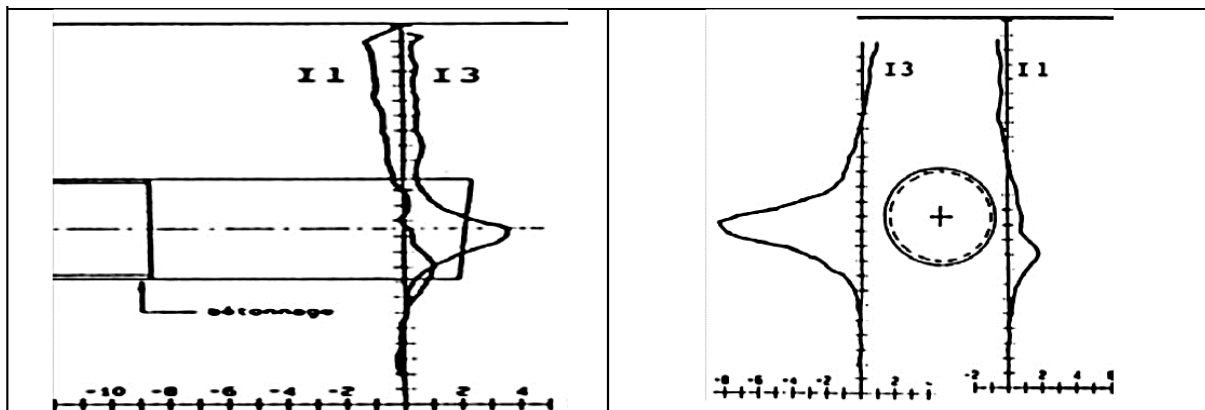


Figure I.9 : Déplacements longitudinaux et transversaux après le passage du front

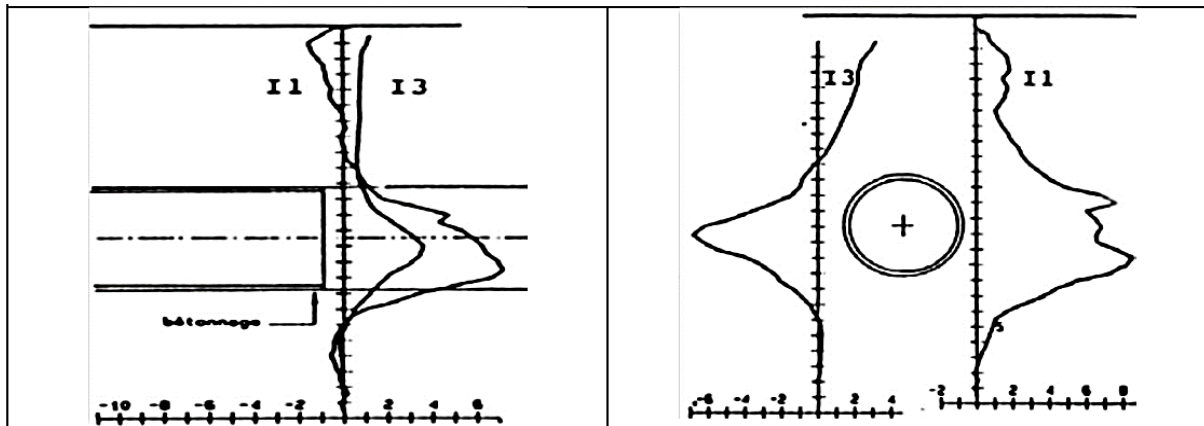


Figure I.10 : Déplacements longitudinaux et transversaux Après le bétonnage

1.2. d. Mouvements dans une section transversale au creusement

[Cording. 1977] propose une représentation des déplacements expérimentaux du chantier du métro bitube de Washington DC, dans des matériaux granulaires en termes d'isovaleurs de distorsion (Figure I.11-a) et de déformations volumiques (Figure I.11-b).

On note sur la Figure I.11(a) la symétrie de la cuvette de tassement.

Le déplacement vertical est maximal au-dessus de la clé du tunnel et le déplacement horizontal est maximal en surface. Il est important de signaler que si la couverture du tunnel avait été insuffisante, les lignes de cisaillement auraient pu atteindre la surface et provoquer un phénomène de rupture en bloc.

Les phénomènes suivants ont été également mis en évidence.

- En surface, zones de compression dans les deux zones latérales.
- Une zone décomprimée en forme de dôme au-dessus de la clé du tunnel.
- Deux zones de distorsion maximale débutant à 45° et se propageant verticalement.

Chapitre I : Comportement des Tunnels-Fondations en Phases de Construction

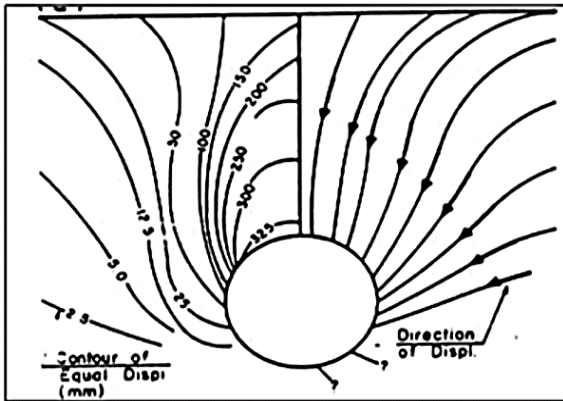


Fig.I.11(a) : Déplacements générés par le creusement volumiques(Cording,1977)

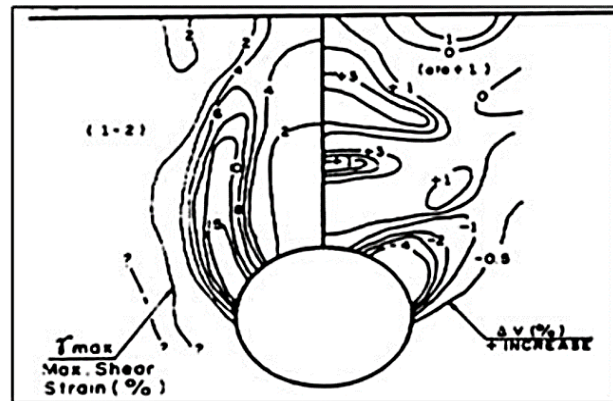


Fig.I.11(b) : Déplacements de distorsion et du premier tunnel (Cording,1977)

- Resserrement par compression aux reins.

Dans les milieux argileux, les mouvements à court terme se font à volume constant et sont purement radiaux autour du tunnel d'après [Mair, 1981]. Les zones de cisaillement maximal n'apparaissent pas et confirment les résultats obtenus sur des maquettes expérimentales. Le volume de la cuvette de surface est quasi identique au volume de sol perdu au niveau du tunnel [Cording, 1977]

L'amplitude des déformations dépend de la nature du sol et des conditions de creusement, ce qui va influencer sur la perte de sol V_t et donc sur les tassements en surface. Ces tassements définissent un certain volume par mètre linéaire noté V_s correspondant à l'aire comprise entre le niveau initial de surface du sol et le profil de tassement. De manière générale, pour les sols cohérents en conditions non drainées, V_s et V_t sont égaux puisque les déformations se produisent à volume constant. Pour les sols non cohérents V_s peut être soit plus petit soit plus grand que V_t suivant qu'une consolidation se produise ou non. [Roisin, 1995] précise qu'en général V_t est supérieur à V_s pour les sols pulvérulents et, inversement pour les sols argileux.

La perte de sol V_t est un paramètre important dans le contrôle des mouvements de sol. D'après [Uriel, 1989] (Figure I.12), aucune approche théorique ne permet d'appréhender ce paramètre à moins qu'elle ne soit capable de représenter les diverses opérations qui composent le processus de creusement.

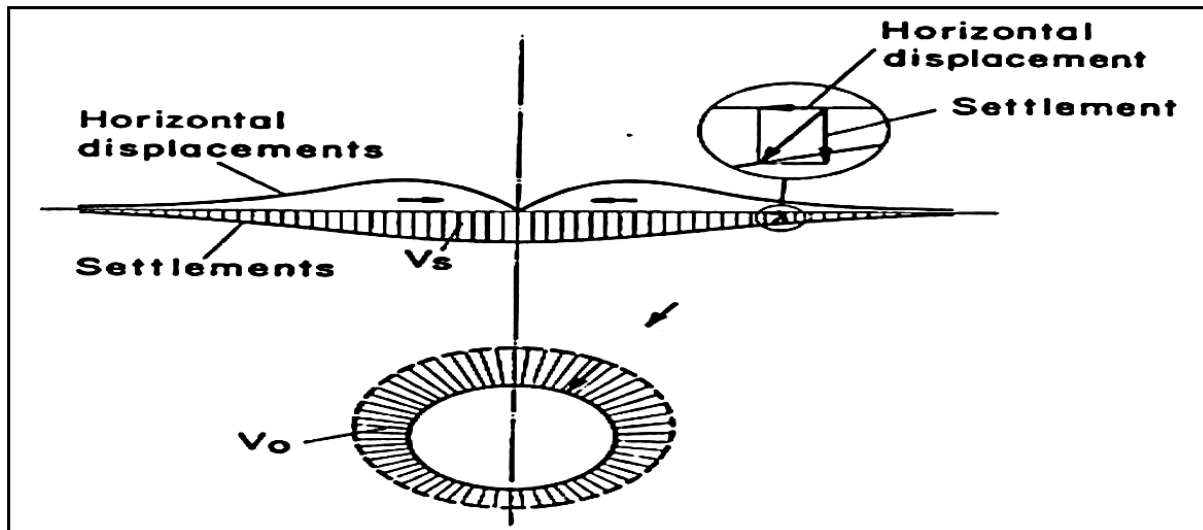


Figure I.12 : Mouvements de sol consécutifs à une perte de volume (Uriel [1989]).

Comme alternative à V_t , [Lee. 1989] propose pour les ouvrages souterrains creusés à l'aide d'un bouclier l'utilisation du "GAP paramètre" en déformations planes. Ce paramètre prend en compte non seulement la perte de sol due à une éventuelle sur excavation mais aussi la variation de volume dans le sol remodelé.

Il est défini par l'équation :

$$\text{GAP} = 2\Delta + \delta + U \quad (\text{I.1})$$

Avec :

Δ : déplacement radial dû à l'épaisseur de la jupe.

δ : déplacement radial dû au vide annulaire entre le bouclier et le tunnel.

U : déplacement radial dû à la consolidation de la zone perturbée autour du tunnel, au labourage par suite de prise de virage et à la perte de sol au front de taille.

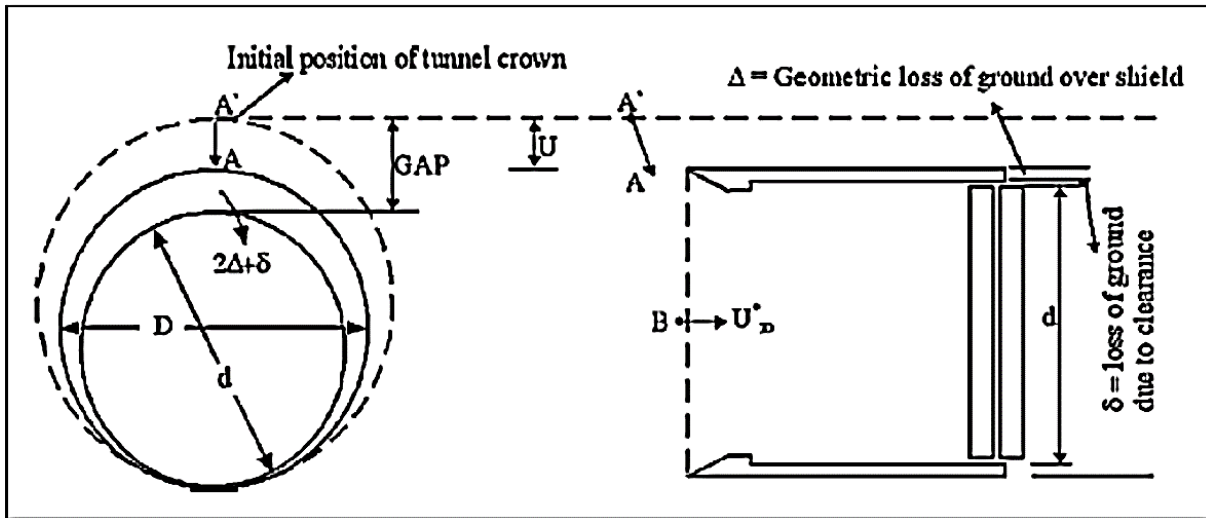


Figure I.13: Paramètre « GAP » (Lee & Rowe [1989]).

Les tassements en surface expliquent également le comportement des constructions situées dans les zones en mouvement (Figure I.14). En fonction des changements de signe de la courbe de tassement, on peut se retrouver dans la situation où deux immeubles accolés ont tendance à s'écartier en tête s'ils se trouvent en bordure de dépression, et tendance à se contrebuter en tête s'ils se trouvent au centre de la cuvette de tassement. Le cas des bâtiments importants affectés par la dépression de tassement est encore plus complexe. Suivant [Attewell, 1989] et [Schlosser, 1989], il convient alors de considérer les déformations horizontales relatives, les distorsions angulaires et l'indice de courbure.

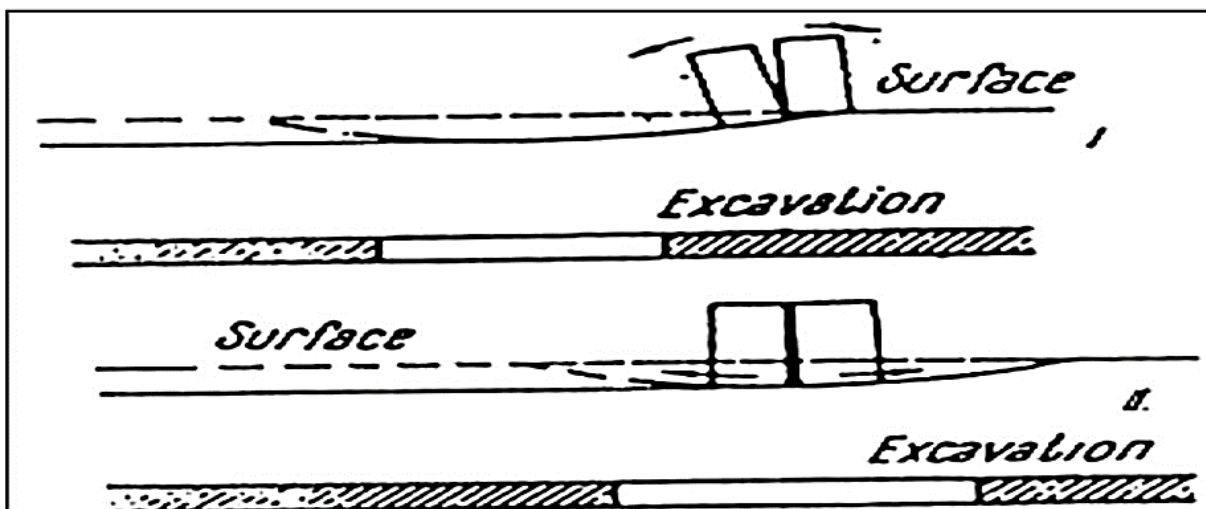


Figure I.14 : Mouvement de construction suivant leur position par rapport à l'axe du tunnel.

1.2.e)- Mouvement d'une section longitudinale au creusement

Pour suivre l'évolution de la cuvette de tassement en fonction de l'avancement du front de taille, [Attewell. 1986] a effectué une représentation tridimensionnelle (Figure I.15) des tassements de surface reprise par [Leblais. 1995].

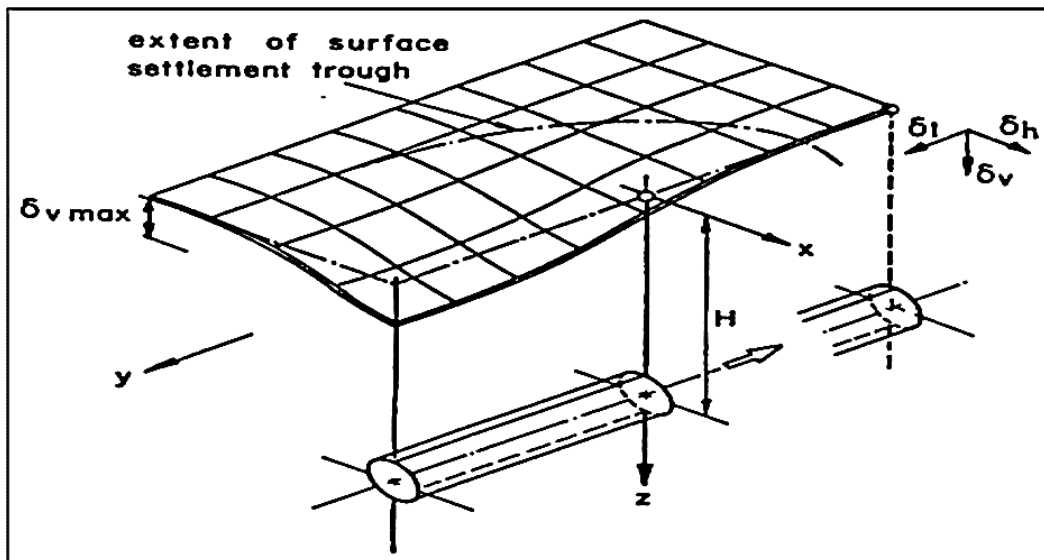


Figure I.15 : Tassements de surface (Attewell [1986]).

I.3 Tassement vertical

I.3.1 Cuvette de tassement

Un nombre important de mesures relatives aux tunnels en terrains meubles sont disponibles dans la littérature [Schmidt .1969], [Peck. 1969], [Cording.1975], [Attewell. 1977], [Clough. 1981], [O'Reilly .1982], [Rankin. 1988]. Toutes ces mesures confirment que la distribution transversale des tassements en surface de tunnel peut convenablement être représentée par une courbe de Gauss (Figure 16). La formule empirique de type loi de distribution normale fut pour la première fois proposée par [Martos. 1958] à la suite d'une analyse statistique de mesures in situ effectuées sur des cavités minières. Cette expression a ensuite été étendue au domaine des tunnels à faible profondeur par [Schmidt. 1969] et par [Peck. 1969].

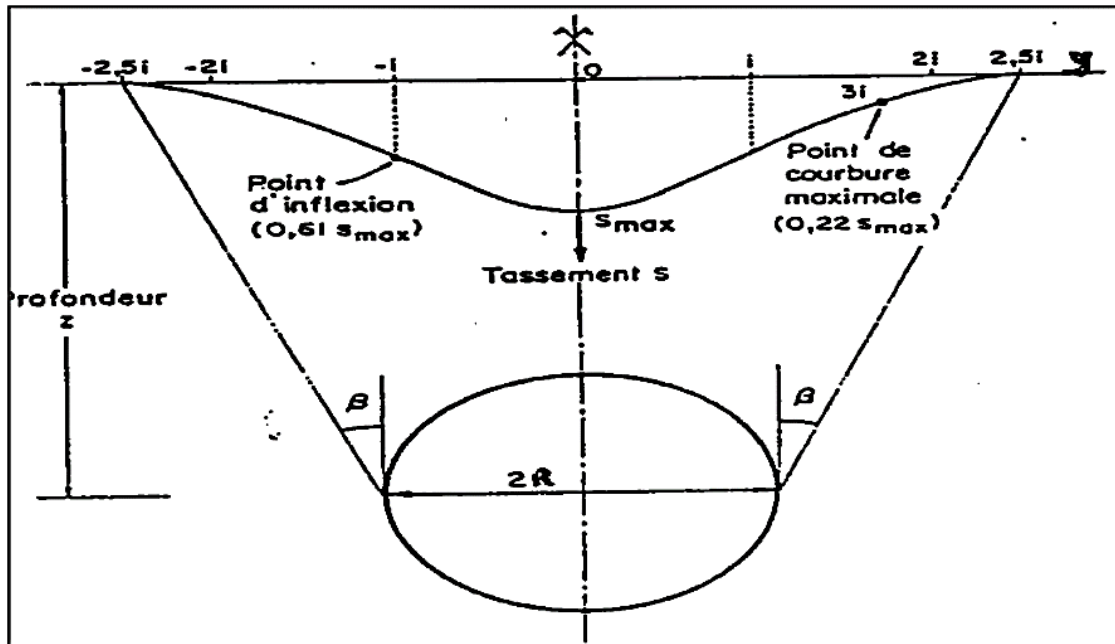


Figure I.16: Distribution transversale des tassements (Schlosser [1985]).

La cuvette de tassement, elle est définie par l'équation 2.

$$\delta v(x) = \delta v_{\max} e^{\left(\frac{x^2}{2i}\right)} \quad (I.2)$$

Avec : x abscisses par rapport à l'axe du tunnel

δv : tassement à la distance horizontale x du centre du tunnel

δv_{\max} : tassement maximum au centre de la cuvette

i: abscisse du point d'inflexion de la cuvette de tassement

La cuvette de tassement est caractérisée par sa demi-largeur $L_c = 2,5 i$, sa profondeur δv_{\max} et son volume total $V_S = 2,5 i \delta v_{\max}$ qui évoluent au fur et à mesure des phases de creusement. β définit l'angle d'ouverture.

I.3.2)- Influence de la profondeur sur la cuvette de tassement

[Mair & Tailor. 1993] admettent que la forme de la cuvette de tassement est conservée à une profondeur 'h'. Mais il convient d'utiliser une hauteur de tunnel égale à $H-h'$, ce qui induit une pente de cuvette plus forte au niveau du point d'inflexion.

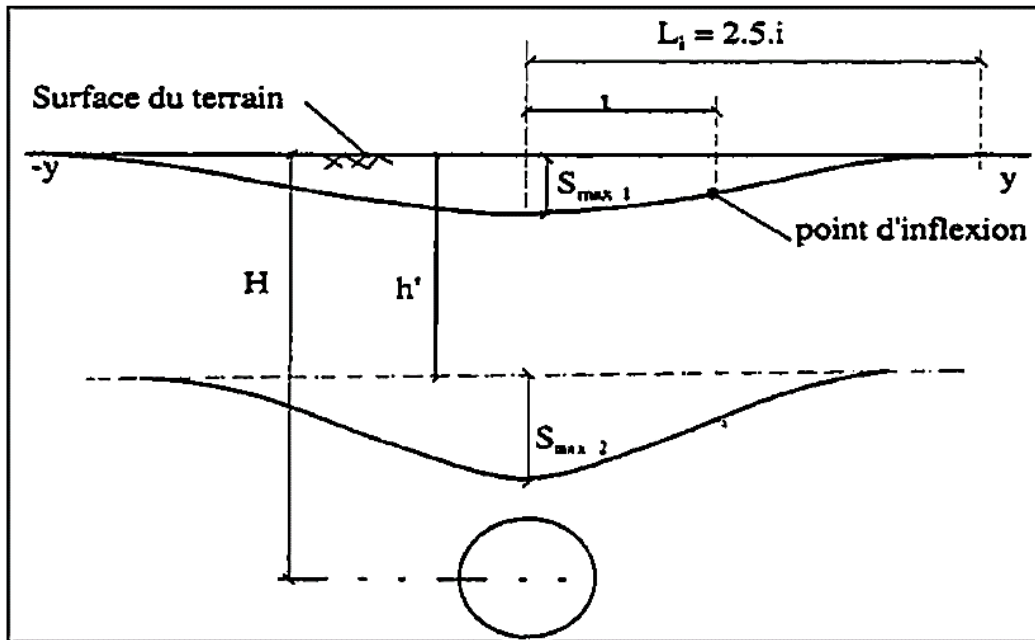


Figure I.17 : Cuvette de tassement en profondeur (Mair [1993]).

I.3.3 Calcul de la cuvette de tassement à long terme

A long terme, divers auteurs ont constaté que la cuvette de tassement avait tendance à être plus profonde et également à s'élargir. Afin d'estimer ces variations, [Hurrel. 1984] puis [Attewell. 1987] ont proposé une formule empirique basée sur une courbe de Gauss dont les paramètres sont en fonction de : δv_{max} et de i .

Cuvette de tassement à long terme :

$$\delta v(x) = \delta v_{1 \max} e^{-\frac{x^2}{2il}} \quad (I.3)$$

Avec: $\delta v_{1 \max} = 2 \delta v_{\max} N A N$ étant le facteur de charge et $A = 0,39 (1 - \delta v_{\max} / 100)$
 $il =$ dans le cas d'une perméabilité isotrope.

Et $il = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{kh}{kv}} H$ pour une perméabilité anisotrope.

I.4. Fondation superficielle construite à proximité d'un ouvrage souterrain

Sous de nombreux sites existent des cavités naturelles, des anciennes carrières, des canalisations, des galeries de mines ou encore des tunnels.....etc. Les fondations construites de tels sites posent donc des problèmes géotechniques particuliers (MEST ,99). De façon logique,

Chapitre I : Comportement des Tunnels-Fondations en Phases de Construction

la capacité portante du sol diminue lorsqu'une cavité est située près de la fondation (Figure I.6). Des calculs par éléments finis en déformation plane ont montré que cette influence disparaît lorsque la profondeur D (distance de la surface au centre de cavité) est supérieure à une profondeur critique, estimée à environ 5 fois le diamètre de la cavité.

Lorsque la cavité est située au-dessus de la profondeur critique, la capacité portante dépend de divers facteurs comme la géométrie de la fondation, sa profondeur d'encastrement, la nature du sol et les dimensions, l'orientation et la position de la cavité.

À partir de calculs aux éléments finis, Wood et Lamach (1985) ont ainsi décrit une zone d'influence sur la capacité portante en fonction de la cavité sous la fondation : à l'intérieur de cette zone, la présence de la cavité affecte la capacité portante (Figure I.18). D'autres calculs par éléments finis ont mis en évidence que la forme de la cavité (circulaire, carrée, rectangulaire ou hexagonale) a une influence relativement minime sur la capacité portante, pourvu que la surface globale de la cavité soit du même ordre de grandeur.

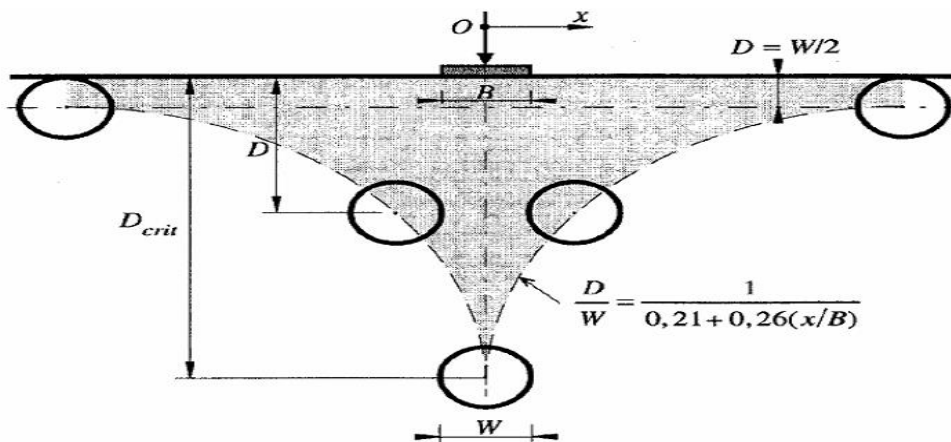


Figure I.18. Interaction entre une semelle filante et une cavité symbolisée par un cercle (en différentes positions) D d'après Wood et Lamach (1985)

I.5. Modélisations du bâtiment-excavation dans l'ISS

I.5.1. Modélisation physique

Les modèles physiques constituent un outil utile de recherches (Ferguson, 1992). En géotechnique, les premiers modèles physiques réduits ont été utilisés essentiellement pour les recherches, et souvent dans un environnement 1g (gravités terrestres). Une limitation principale

Chapitre I : Comportement des Tunnels-Fondations en Phases de Construction

de l'utilisation des modèles dans l'environnement 1g est le comportement lié à l'état de contrainte du sol. Il est difficile dans ces conditions de faire des interprétations quantitatives des résultats expérimentaux : les résultats obtenus ne permettent qu'une exploitation et une analyse purement qualitatives.

A l'heure actuelle, il y a des lois de similitudes bien établies et validées pour lier le comportement des modèles physiques réduits aux systèmes gravitaires de prototype (Santamarina & Goodings, 1989 ; Schofield & Steedman, 1988 ; Culligan & al. 1996). De plus, les systèmes modernes de contrôle, de capteurs, et concepts expérimentaux permettent d'améliorer de manière significative la performance de systèmes de mesure en minimisant les effets de l'instrumentation et les conditions limites sur les résultats de modèles physiques. Des revues sur la modélisation physique contemporaine ont été présentées par Paulin et al. (1993), Kutter (1995), Wood & al. (2002), et Garnier (2002).

De nombreuses expérimentations sur modèle réduit développé pour étudier l'effet des mouvements de terrain sur la structure ont été réalisées avec succès sous cette condition (Caudron, 2007 ; Lee & Bassett, 2007 ; Laefer, 2001 ; Dyne, 1998 ; Nakai et al, 1997). Et nombreux modèles physiques ont été développés pour étudier le phénomène des mouvements de terrain de différentes origines : mines, tunnels et excavations, et séisme. Parmi les modèles physiques réduits qui ont été réalisés dans les domaines d'excavations ; Modèle 3D de Université d'Illinois (Laefer, 2001).

Laefer (2001), à l'université d'Illinois, a construit un modèle physique 3D pour étudier le dommage des structures sur des fondations superficielles soumises à des mouvements de sol induits par une excavation.

Il est un modèle à faible échelle de 1/10ème. Les dimensions bâties expérimental sont de 4,7 m de large, 5,3 m de long, et 3,3 m de haut. Le matériau du sol est un sable, il est mis dans un bâti expérimental en béton (Figure I.19).

Chapitre I : Comportement des Tunnels-Fondations en Phases de Construction

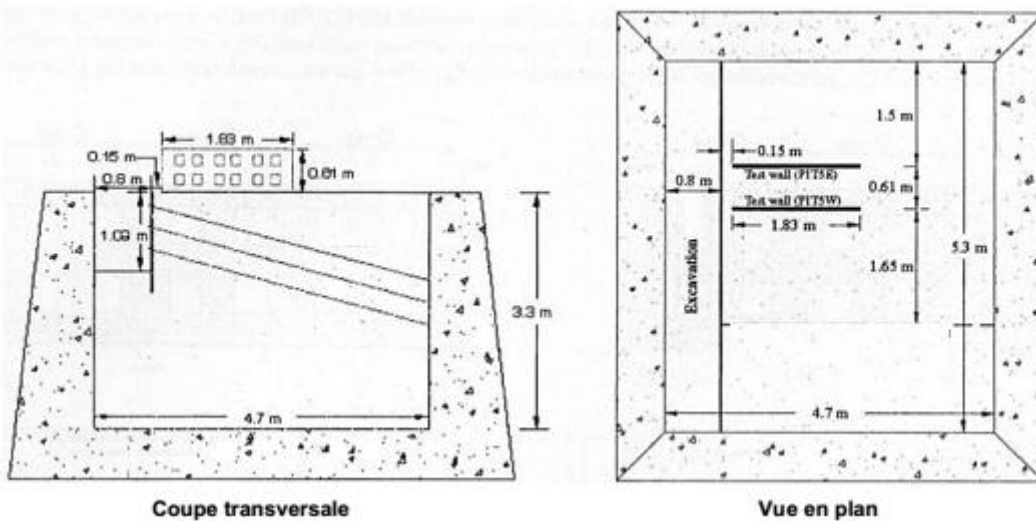


Figure I.19. Vues en coupe et en dessus du modèle réduit 3D de l'université d'Illinois (Lafer, 2001)

I.5.2. Modélisation numérique

La méthode des éléments finis est l'une des méthodes numériques puissantes disponibles jusqu'aujourd'hui pour prévoir le modèle de mouvement du sol dans et autour d'une excavation. Plusieurs auteurs ont utilisé la MEF pour prévoir ou pour analyser la performance d'une excavation. Depuis ce temps-là il y a un grand avancement dans la compréhension du comportement matériel des sols et l'application de la MEF aux problèmes géotechniques. Dans les années 70 et les années 80, l'analyse des excavations avec la MEF a utilisé des comportements non drainé, linéaires ou non linéaires, élastiques ou élastoplastiques du sol, mais à nos jours des programmes sophistiqués sont disponibles pour l'analyse drainé et non drainé.

La plupart des excavations sont analysées en supposant les conditions des déformations planes. Tandis que l'analyse en déformations planes peut donner des résultats raisonnables pour des excavations avec les murs relativement longs en dehors de la direction plane, son résultat, cependant, est incertain (douteux) pour les murs courts. Selon Moormann et al 2000 l'analyse en déformations planes surestime la pression des terres et les déplacements de mur autour le milieu de l'excavation. Il y a plusieurs facteurs peut affecter la performance d'une excavation, on site l'effet de / des :

- La rigidité de l'écran de soutènement.

Chapitre I : Comportement des Tunnels-Fondations en Phases de Construction

- La rigidité des appuis latéraux.
- L'espacement entre les appuis.
- La distance verticale entre l'appui et le fond de fouille.
- Appuis précontraints.
- La profondeur de la fouille.
- La profondeur d'encrage de l'écran de soutènement.
- Bermes comme des appuis temporaires.
- La rigidité et la résistance du sol.
- Coefficient K_0 .
- L'interaction sol-structure
- La largeur de l'excavation.

La simulation numérique permet de réduire le nombre de prototypes ou d'essais expérimentaux qui ne varient parfois que de quelques détails. En simulant, on peut donc éviter de faire ces prototypes et ces essais, souvent réalisés dans différents composants ou matériaux. Grâce à la simulation, il est possible de tester et réaliser facilement des études de sensibilités grâce à des plans d'expérience numériques (Idris et al, 2006).

I.6. Les méthodes numériques

Les moyens de calcul, en matériel et en logiciel étant devenus très accessibles, beaucoup de chercheurs et d'ingénieur utilisent actuellement les méthodes numériques pour l'étude des ouvrages souterrains.

La complexité croissante des problèmes rencontrés nécessite l'utilisation de plus en plus courante de puissantes méthodes de calcul numérique informatisées qui permettent de traiter des problèmes pratiquement insolubles par les moyens théoriques classiques. Ce sont des méthodes qui donnent souvent des résultats très précis (parfois difficilement interprétables), mais qui sont coûteuses d'un point de vue temps machine. En effet, il est courant d'obtenir des systèmes d'équations à plusieurs milliers d'inconnues pour des cas simples.

Chapitre I : Comportement des Tunnels-Fondations en Phases de Construction

Les méthodes numériques permettent d'obtenir le champ des déplacements et des contraintes en tout point du massif autour de l'excavation et de traiter une large gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes. Le principe commun de ces méthodes réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et dans la résolution d'un certain nombre d'équations pour obtenir la solution.

Ces méthodes représentent le terrain et le soutènement comme des solides et elles permettent de prendre en compte trois aspects majeurs d'une modélisation d'un tunnel :

- ✓ La structure et la géométrie du soutènement avec les lois de comportement des matériaux de cette structure.
- ✓ La géométrie des différentes unités géomécaniques identifiées dans la zone d'étude et leur loi de comportement.
- ✓ Les phases d'excavation de l'ouvrage et de mise en place du soutènement.

Les difficultés du calcul numérique des tunnels rejoignent en fait les difficultés rencontrées dans tous problèmes géotechniques. Ce sont liées, d'une part, à la modélisation des massifs de sol ou de roche, à la détermination des paramètres de calcul et d'autre part à la bonne représentation des différentes phases de creusement du tunnel.

Trois hypothèses différentes peuvent être faites pour estimer le mode d'interaction entre le massif et le revêtement :

- Continuité totale entre le revêtement et le massif.
- Glissement, avec ou sans frottement, sans décollement du massif par rapport au revêtement.
- Glissement, avec ou sans frottement, et possibilité de décollement du massif par rapport au revêtement.

Les méthodes numériques couramment utilisées sont :

- La méthode des éléments finis.
- La méthode des différences finies.
- La méthode des éléments des frontières.
- La méthode des éléments discontinus.

Chapitre I : Comportement des Tunnels-Fondations en Phases de Construction

I.6.1. La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode numérique pour résoudre certains problèmes de physique. C'est une méthode qui permet de déterminer une solution approchée sur un domaine spatial. C.-à-d. qui permet de calculer un champ (de scalaires, de vecteurs, de tenseurs) qui correspond à certains équations et à certaines conditions imposées.

La méthode des éléments finis est également utilisée de plus en plus grâce à son large éventail de cas qu'elle permet d'étudier. Ses domaines d'application sont extrêmement variés, parmi ceux qui nous intéressent nous pouvons citer :

- L'élasticité : déformation plane, axisymétrique et tridimensionnelle.
- L'élasto-plasticité parfaite et fragile.
- La viscoplasticité.
- Les vibrations et phénomènes dynamiques.
- Le fluage.
- Les écoulements en milieux poreux, stationnaires ou transitoires.
- Le calcul des milieux jointifs ou discontinus.

Ces domaines sont tous concernés par le calcul de soutènement ou de revêtement. On comprend donc l'importance de la méthode des éléments finis, et les résultats fondamentaux qu'elle peut fournir.

I.7. Conclusion

Ce chapitre est consacré à l'étude des mouvements de sol induits par le creusement d'un tunnel, qui sont liés à la nature du sol et au processus de creusement. Vu la complexité du phénomène, la variété géologique des terrains et des revêtements, le nombre des paramètres et la diversité des techniques de construction, la prévision des tassements engendrés par le creusement souterrain ne peut être abordée par des approches et des hypothèses de simplification.

Les méthodes de calcul numériques, peuvent être considérées comme la plus efficace pour l'analyse de la stabilité d'un tunnel, de l'interaction sol-structure et pour le dimensionnement de soutènement. L'outil le plus performant dans le calcul numérique utilise des modèles tridimensionnels car ils peuvent prendre en compte le comportement des sols et des structures. Mais ils sont plus complexes et plus coûteux en durée de calcul et en temps passé à l'interprétation des résultats que les modèles bidimensionnels ou axisymétrique

Chapitre II
Interaction Sol-Structure

Interaction Sol-Structure

II.1.Introduction

Tous les ouvrages de génie civil sont en contact avec des sols ou des roches ; cette interaction peut être localisée, dans les fondations de bâtiment ou d'ouvrage d'art, plus complexe dans les soutènements, ou totale dans le cas des tunnels.

Le terme « interaction sol-structure » est utilisé aujourd'hui pour caractériser les situations où le comportement d'une structure ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer aussi le comportement du sol en contact et de leur interface. Du point de vue de la structure, le but d'une analyse tenant compte de l'interaction sol-structure est de déterminer l'effet d'action du sol sur la structure, c'est-à-dire principalement les pressions de contact, en fonction de la déformation de la structure, ceci pour pouvoir procéder aux vérifications nécessaires à son dimensionnement. Il s'agit donc d'assurer que les hypothèses faites sur le comportement du sol sont compatibles avec la réponse de la structure, principalement avec sa déformation, ceci aussi bien à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime.

Une analyse structurale couplée sol-structure permet, si les hypothèses admises sur le comportement de chaque matériau sont représentatives, d'assurer cette compatibilité. Les outils nécessaires à de telles analyses sont néanmoins assez récents comparativement à l'intérêt porté aux structures liées au sol par les premiers mathématiciens modernes, qui remonte au XVIIIe siècle. Les connaissances théoriques sur ces structures se sont donc développées d'abord à l'aide d'outils mathématiques plus rudimentaires, généralement en découplant le comportement du sol et de la structure. La difficulté à représenter le sol par un modèle mathématique, conséquence de sa grande hétérogénéité in situ et de la complexité de son comportement (anisotropie, non linéarité, irréversibilité), fait que les expériences pratiques préalables sur des ouvrages similaires ont également joué un rôle prépondérant dans le développement des connaissances.

Parallèlement, les domaines d'application concernés par l'interaction sol-structure sont nombreux et chaque domaine a adapté ses méthodes et son niveau d'analyse à ses exigences et

à ses particularités. Ceci explique que les méthodes actuelles diffèrent d'un domaine à l'autre et qu'elles intègrent la notion d'interaction sol-structure de façon différente.

Pour comprendre le phénomène de l'interaction sol-structure, considérons deux structures identiques dont l'une est encastrée dans un rocher et l'autre repose sur un massif de sol plus souple. Nous pouvons imaginer que les deux structures se comportent de manière complètement différente sous chargement sismique. Dans le cas de la structure reposant sur un massif de sol souple, dont la rigidité et les fréquences propres s'avèrent moins importantes que celle encastrée dans un rocher, il se peut que des déplacements plus amplifiés apparaissent. Ceci indique que les propriétés du sol ont un effet significatif sur le comportement dynamique de la structure. Réciproquement, le comportement du sol peut être modifié par la présence de la structure. En effet, le comportement du sol en champ libre peut différer significativement de celui en présence de la structure. L'influence de la structure sur le comportement du sol dépend fortement du contraste de leurs rigidités.

Si on prend l'exemple d'une structure encastrée, on n'aura aucun effet sur le comportement du sol en champ libre car la rigidité du rocher est infiniment grande. Ainsi, l'encastrement de la structure dans le rocher ne modifie pratiquement pas la rigidité de l'ensemble sol-structure. De même, les efforts inertiels générés par la masse de la structure n'ont aucun effet sur le rocher très rigide. Par contre pour une structure encastrée dans un massif de sol plus souple, nous distinguons la notion d'interaction cinématique beaucoup plus que de celle de l'interaction inertielle. Donc, l'interaction cinématique résulte de la différence de raideur entre le sol et la fondation, qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol.

Généralement, l'interaction sol-structure résulte de l'interaction cinématique et de l'interaction inertielle. En effet, l'étude de la réponse dynamique du système sol-fondation sous l'effet de l'interaction inertielle nécessite une analyse cinématique préalable en vue d'obtenir le mouvement à la base de la structure pour déduire les efforts d'inertie induits par la superstructure.

L'abondance de la littérature concernant l'interaction Sol-Structure traduit à la fois la complexité du phénomène et l'intérêt qui lui ont porté un grand nombre de chercheurs. Deux synthèses générales ont entrepris une classification des méthodes d'étude de l'interaction Sol-Structure Lysmer (1978) et Idriss-Kennedy (1980). Ces études mettent en évidence le fait que l'étude des phénomènes d'interaction est essentiellement limitée au cas

des problèmes linéaires. L'approche de problèmes purement non linéaire reste à l'exception.

II.2.Effet de l'ISS sur le comportement dynamique des structures

Afin d'évaluer les effets de l'ISS sur le comportement dynamique des structures en béton armé, nous présentons le modèle de Wolf (1985) (figure II.1).

Wolf a pris deux structures identiques avec une base rigide (constitué d'un radier et des murs de soutènement), la première est fondée sur les roches et la deuxième est incorporée dans le sol comme il est montré dans la figure (II.1a). La première représente les structures à base encastree, tandis que la deuxième représente les structures à base flexible. Le point de contrôle est choisi à la surface libre des roches (point A). D'un point de vue pratique, le mouvement tout au long de la roche est le même (les mouvements en point A et B sont égaux). En générale, pour une même onde sismique, l'excitation à la base de la structure incorporée dans le sol (point O), doit être différent de celle de la structure fondée sur les roches (point B) car on a du sol au-dessus des roches qui va modifier le mouvement sismique. Mais pour simplifier l'analyse on suppose que ces excitations sont les mêmes pour les deux structures.

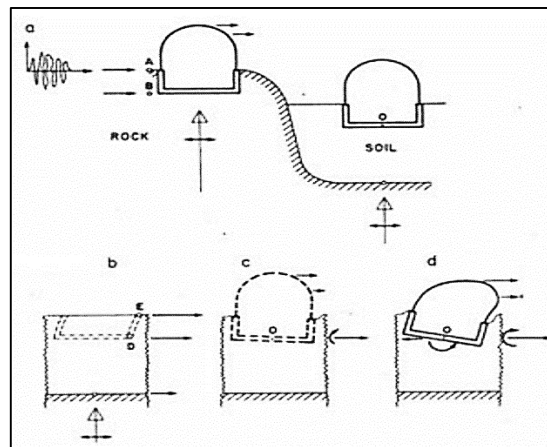


Figure II.1 : Réponse sismique des structures fondées sur les roches et sur le sol. (a) sites ; (b) champ libre ; (c)interaction cinématique ; (d) interaction inertiel. (Wolf, 1985)

II.2.1) Structure incorporée dans les roches (base encastrée)

Sous l'excitation sismique, la structure incorporée dans le massif de roche (base encastrée) doit avoir un moment de renversement et un effort tranchant transversal à sa base. Mais puisque cette structure est incorporée dans le massif de roche raide, on n'a pas de déformations additionnelles à la base. Le déplacement horizontal résultant est égal au mouvement du point de contrôle (A).

Ainsi, pour ce cas, on n'a pas d'ISS et la réponse sismique de la structure dépend seulement des propriétés de cette structure.

II.2.2) Structure incorporée dans le sol (base flexible)**II.2.2.1) Interaction Cinématique**

L'excavation et l'insertion de la base rigide (fondation sans la superstructure, figure II.1c) vont modifier le mouvement du champ libre (sol sans la fondation et la superstructure ; figure II.1b).

Le fait d'excaver va diminuer le mouvement. De plus, la différence de la rigidité entre la fondation et le sol va aussi modifier le mouvement puisque les ondes sismiques incidentes doivent être reflétées et diffractées par la fondation. De ce fait, le mouvement total du sol au voisinage de la fondation doit être modifié du mouvement du champ libre. Puisque le sol est flexible, on doit avoir également des déformations additionnelles à la base (déplacement horizontal et balancement) différentes de celles du point de contrôle (A). Ainsi, cette interaction entre la fondation rigide et le sol (Interaction cinématique) modifie le mouvement sismique incident à la base et par suite conduit à des accélérations (forces d'inertie) tout au long de la hauteur de la structure différentes de celles développées dans la structure incorporée dans le massif de roche (base encastrée).

II.2.2.2) Interaction Inertielle

Les forces d'inertie dans la structure, résultantes de l'interaction cinématique, conduisent à un moment fléchissant et un effort tranchant en point O (figure 1.1d). Puisque le sol est flexible, cet effort et moment doivent aboutir à des déplacements horizontaux et des rotations à la base. Ainsi le mouvement à la base de la structure est modifié de nouveau. De plus, on doit avoir deux genres d'amortissement qui ont pour fonction la dissipation de l'énergie amenée par le mouvement de la structure : un amortissement hystérétique (matériel) dû aux non linéarités qui se présentent dans le sol et un amortissement radiatif dû aux rayonnements des

ondes dans le sol où la fondation se manifeste comme une source d'onde. Si on ne prend pas compte des effets d'interaction cinématique (alors on a les mêmes forces d'inertie développées dans les deux structures ; incorporées dans les roches et le sol), l'interaction inertielle doit modifier le comportement dynamique de la structure. En effet, les mouvements et les amortissements qui prennent naissance à la base de la structure incorporée dans le sol (base flexible) aboutissent à l'augmentation de la flexibilité de cette structure par comparaison au cas de la structure incorporée dans les roches (base encastrée).

II.2.2.3) Déformations de la fondation

On peut avoir des déformations (flexion, axial, cisaillement) des éléments de la fondation qui résultent des forces et des déplacements appliqués par la superstructure et le sol. Ces déformations sont en relation avec les exigences sismiques pour lesquelles les éléments de la fondation doivent être conçus. Elles peuvent être significatives surtout pour les fondations flexibles comme les radiers et les pieux.

II.2.2.4) Déplacement au sommet de la structure

Puisqu'on a un balancement de la base de la structure incorporée dans le sol (base flexible), alors on doit avoir un déplacement au sommet plus élevé que celui obtenu pour la structure incorporée dans le massif de roche (base encastrée).

II.3. Notion d'Interaction Sol-Structure (ISS)

La résolution de tout problème de mécanique nécessite une bonne connaissance de ses conditions aux limites. Pour bien comprendre, il est facile d'imaginer, qu'une structure élancée de type poutre encastrée à une extrémité, se comporte de manière totalement différente qu'une poutre dont l'encastrement est remplacé par une rotule avec ressort. Sa rigidité et ses fréquences propres s'en trouvent réduites alors que ses déplacements peuvent être amplifiés. Le même raisonnement peut être effectué pour un immeuble reposant sur une fondation. La connaissance de la fondation et du sol sous-jacent est essentielle pour bien déterminer le comportement réel de la structure.

Parallèlement nous pouvons montrer que la présence de la structure influence elle aussi le comportement du sol, c'est à dire le comportement qu'il aurait en champ libre. En effet, prenons par exemple deux structures, l'une encastrée dans un solide rocher, l'autre reposant sur un sol plus souple. La structure encastrée dans le rocher ne va pas influencer le champ libre. Le sol étant très rigide, le fait d'y ajouter une structure ne change rien à son comportement. La

masse de la structure ne change rien non plus puisque les efforts d'inerties engendrés par la structure sur la roche rigide n'ont pas d'effet sur celui-ci. Par contre, pour la structure reposant sur le sol souple, trois phénomènes vont intervenir:

– le fait d'excaver et d'inclure une fondation rigide va modifier le champ libre. En effet par cette inclusion le champ de déplacement du sol va s'en trouver changé. C'est ce que nous appelons l'interaction cinématique.

– le fait d'inclure la masse de la structure va induire des efforts d'inerties supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol, ce qui aura pour conséquence de modifier encore une fois le champ de déplacement. C'est ce que nous appelons l'interaction inertielle.

– lors de chargement dynamique, en considérant un massif de sol semi infini, l'énergie amenée par le mouvement de la structure est dissipée de deux manières: un amortissement hystérétique (matériel) dû aux non-linéarités présentes dans le sol et dans la fondation, et une dissipation due au rayonnement des ondes dans le milieu semi-infini. Cette dissipation de l'énergie rayonnée par la structure s'appelle l'amortissement radiatif.

Ainsi, une influence existe aussi bien du sol sur la structure que de la structure sur le sol. C'est pour cela que nous parlons de problèmes d'interactions entre le sol et la structure.

Un dernier phénomène physique pouvant intervenir lors de sollicitations sismiques sur un massif de sol est la liquéfaction de ce massif de sol. Ce phénomène touche particulièrement les sables lâches saturés. Il provient d'une annulation des contraintes effectives pour un chemin de sollicitation défini en déformation. Dans un état liquéfié, les contraintes effectives disparaissent ce qui implique que les grains de sables semblent flotter dans l'eau. D'un point de vue pratique, la liquéfaction provoque un grand déplacement des couches de sol qui va déstabiliser la structure, mais qui en contre-partie va aussi effectuer un filtrage des ondes sismiques à la manière d'un filtre passe bas [Bühler et Cudmani, 2005]. Ce filtrage peut donc engendrer une sollicitation sismique moins importante sur la structure. Au contraire, dans d'autres cas, les déplacements engendrés par cette liquéfaction peuvent être amplifiés et dramatiques pour la structure. Ce phénomène de liquéfaction est donc important à prendre en compte. Néanmoins ce comportement complexe ne rentre pas dans le cadre des études et des développements qui vont suivre dans ce document.

II.4. Formulation d'un problème d'Interaction Sol-Structure

Actuellement, différentes procédures sont employées pour la détermination des impédances de fondation de forme quelconque soumises à une sollicitation harmonique (force ou moment). Une procédure donnée est plus ou moins bien adaptée à la solution d'un problème, et il n'existe pas de méthode universelle permettant de déterminer l'impédance d'une fondation, quels que soient la forme de cette dernière, son encastrement dans le sol, la stratigraphie du sol de fondation, la fréquence d'excitation, ...etc. Il est donc important de connaître les limitations et avantages principaux de chacune d'entre elles pour choisir la mieux adaptée au problème posé. On peut distinguer :

- Les solutions obtenues à partir d'une formulation continue du problème conduisant à des solutions analytiques
- Les solutions obtenues à partir d'une formulation semi-analytiques.
- Les solutions obtenues à partir d'une formulation discrétisée du problème : méthode des Eléments Finis et la méthode des Eléments Frontières.

Les caractéristiques principales de ces diverses solutions sont examinées ci-après. Dans cette partie, on va présenter les différentes méthodes utilisées dans la littérature qui ont permis à beaucoup de chercheurs à étudier le phénomène d'interaction dynamique Sol Structure pour différents cas de problèmes.

Les solutions analytiques ne peuvent être obtenues qu'en simplifiant la condition de contact :

- Les contraintes de cisaillement sont supposées nulles à l'interface pour les mouvements de translation verticale ou de balancement autour d'un axe horizontal
- Les contraintes normales sont supposées nulles pour les mouvements de translation horizontale.

L'application de transformations intégrales (Fourier ou Hankel) conduit, pour chaque mode de vibration à un ensemble d'équations intégrales duales réductibles à une équation de Fredholm dont l'évaluation est obtenue numériquement.

Les solutions semi-analytiques sont obtenues par discrétisation de la surface de contact. Le déplacement résultant de l'application d'une sollicitation harmonique en un des points de la discrétisation est calculé en tous les autres points de la surface de contact. On obtient ainsi une

matrice de coefficients d'influence dynamique ; la solution du problème est obtenue en imposant aux déplacements de tous les points de la surface de contact de se trouver dans un plan. Plusieurs techniques numériques sont possibles pour l'obtention de la matrice des coefficients d'influences (fonctions de Green) :

- Utilisation de la solution de Lamb
- Transformation de Fourier
- Méthode des équations intégrales

Les solutions discrètes sont généralement obtenues par la méthode des Eléments Finis. La principale difficulté pour la mise en œuvre de solutions numériques par Eléments Finis réside dans la simulation des conditions aux limites du modèle. Pour éviter les réflexions d'ondes heurtant les bords du modèle, il est nécessaire d'adjoindre à ces limites des frontières simulant de façon exacte la présence, au-delà de la frontière, d'un milieu d'extension infinie.

L'existence de ce milieu permet la dissipation d'énergie vers l'infini. Des exemples de frontières seront présentés plus tard. Actuellement, des frontières n'ont été développées que pour les problèmes plans ou axisymétriques. Pour les problèmes 3-D, la seule alternative consiste à éloigner suffisamment les frontières du modèle pour permettre une dissipation d'énergie par amortissement matériel, ou à adjoindre aux limites des frontières visqueuses type Lysmer-Kuhlemeyer ne représentant le milieu infini que de façon approché. Cela se traduit par l'augmentation du nombre d'éléments finis et rend l'obtention de la solution très onéreuse.

Pour cette raison une autre méthode a été introduite pour résoudre le problème de frontières du modèle et de ce fait réduire la taille d'un problème 3-D. Cette méthode est connue sous le nom de la méthode des Eléments Frontières. Cette méthode a l'avantage de prendre en compte l'amortissement par radiation (matériel) dans sa formulation qui représente la prise en compte de la frontière infini du sol. Cette méthode nécessite seulement la discrétisation de l'interface sol-fondation, et de ce fait elle réduit la taille du problème du fait qu'il y a une diminution du nombre d'éléments.

Si la fondation est reliée par une superstructure, la solution de ce type de problème nécessite le couplage de la méthode des Eléments finis et la méthode des Eléments frontières. Son point faible c'est qu'elle est applicable que dans des cas linéaire.

II.5. Méthodes d'analyse de l'Interaction Sol-Structure

En général, les approches proposées pour l'analyse de l'interaction sol-structure peuvent être classées en trois catégories : les méthodes globales, les méthodes de sous-structures et les méthodes hybrides. Chacune d'elles correspond à une schématisation du modèle Sol-Structure. Les méthodes sont décrites et détaillées dans de nombreuses ouvrages Pecker (1984) et Wolf (1988) et aussi dans les différentes thèses Cremer (2001), Chatzigogos (2007) et Grange (2008). Nous présentons succinctement, par la suite, chacune de ces trois types de méthodes.

II.5.1. Les méthodes directes

Les méthodes directes, appelées aussi méthodes globales, traitent le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité de façon à obtenir les réponses du sol et de la structure simultanément. Elles consistent à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-structure. Les éléments sol, fondation et structure sont considérés avec leur comportement et conditions de contact dans la même analyse. Le calcul est effectué en une seule étape. Ces approches permettent de prendre en compte des aspects importants de l'interaction sol-structure, notamment l'hétérogénéité du sol, la présence de l'eau, le comportement non linéaire et irréversible des géomatériaux et les conditions de contact sol-structure.

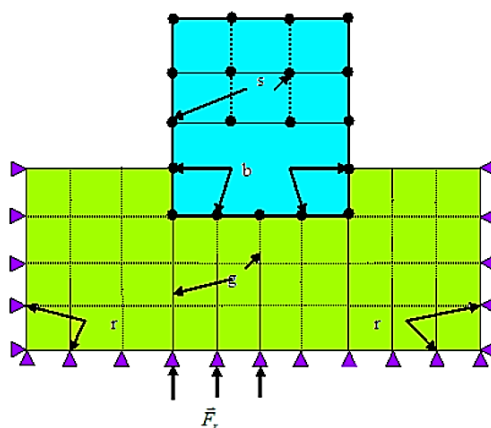


Figure II.2. Système sol-structure

L'équation de mouvement dans le domaine temps ou fréquentiel du système sol-structure s'écrit :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P \quad (2.1)$$

Où M , C et K désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système, U représente le vecteur de déplacement du système, et P est le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système.

La résolution directe de ce système d'équation est tellement complexe que le recours aux méthodes numériques, comme les méthodes des éléments finis et des différences finies, est pratiquement inéluctable.

La frontière fictive extérieure du sol doit être placée suffisamment loin de la structure pour éviter la réflexion des ondes émanant de l'interface sol-structure pendant toute la durée d'analyse figure II.2. Dans le cas où cette procédure donne lieu à un calcul très coûteux (à cause du nombre élevé de degrés de liberté du système discret), on pose des frontières absorbantes pour limiter les dimensions du problème.

II.5.2. Méthodes de sous-structures

Les approches basées sur la notion de sous-structures, qui consiste à traiter le problème en plusieurs étapes sont plus faciles à traiter que le problème global (figure II.3). Cette approche découple généralement les analyses cinématique et inertielle et fait appel au principe de superposition. L'idée consiste à analyser le problème d'interaction sol structure en plusieurs étapes successives, chacune des étapes étant réputée plus facile à résoudre que le problème global Kausel et al (1978), Aubry et al (1982) et Pecker (1984). Pour des raisons évidentes, les sous structures envisagées sont constitués d'une part par le sol et d'autre part par la structure, comme indiqué sur la figure II.3. On écrit les équations d'équilibre de chaque sous système, puis on impose les conditions de compatibilité à l'interface (continuité des déplacements et des contraintes).

La première phase concerne l'interaction cinématique où l'on détermine l'interaction entre le sol et la fondation en l'absence de la superstructure et où le mouvement de la fondation probablement différent du mouvement du champ libre. Cette différence est due au mécanisme cinématique d'interaction qui est essentiellement liée à la rigidité des fondations. Les effets cinématiques sont généralement décrits par des fonctions de transfert dépendant de la fréquence. La fonction de transfert est définie par le rapport du mouvement de la fondation au mouvement en champ libre en l'absence de la superstructure. La détermination du mouvement de la fondation par la résolution du problème d'interaction cinématique (Masse de la superstructure égale à zéro) est une phase nécessaire pour déterminer la sollicitation imposée à la base de la structure, car la rigidité de la fondation peut modifier la

réponse du système sol fondation. Le mouvement obtenu peut être ainsi différent de celui en champ libre.

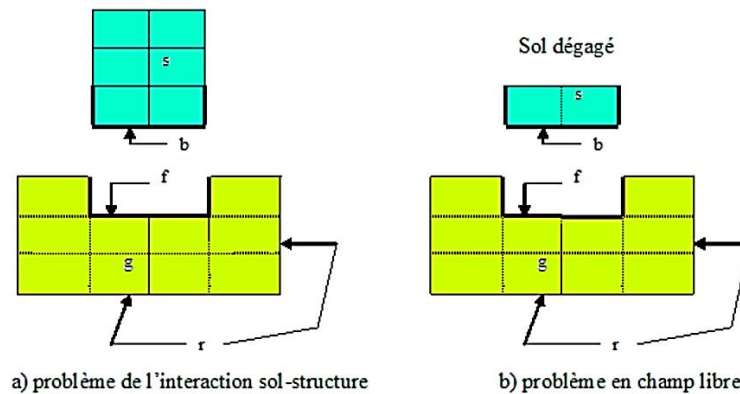


Figure II.3. Interaction Sol-Structure

Il est à noter que l'interaction cinématique est souvent négligée dans les codes parasismiques. Ces derniers utilisent généralement une procédure simplifiée, qui consiste à évaluer les efforts sismiques induits dans les fondations à partir des forces inertielles. **La deuxième phase** porte sur le calcul de l'impédance dynamique des fondations, elle consiste à remplacer le système sol-fondation par des éléments ressort-amortisseurs linéaires ou non-linéaires.

Le calcul des impédances dynamiques constitue la première étape de l'analyse de l'interaction inertielle et l'analyse de l'interaction cinématique. Dans la plupart des études, les impédances sont estimées par des méthodes analytiques, semi analytiques et numériques (la méthode des éléments de frontières, la méthode des éléments finis et la méthode des éléments de frontières couplée avec la méthode des éléments finis) ou par des expressions approchées Luco (1974), Kausel et Roesset (1975), Gazetas (1983), Wong et Luco (1985), Dobry et Gazetas (1988), Makris et al (1994), Boumekik (1985), Sbartai et Boumekik (2008) et Sbartai (2007). Les fonctions impédances Comportent une partie réelle et une partie imaginaire dépendantes de la fréquence. La rigidité représente la partie réelle et l'amortissement représente la partie imaginaire.

Dans ce travail, la méthode de sous-structures a été utilisée pour étudier la réponse sismique d'une fondation posée à la surface ou encastrée dans un massif de sol homogène viscoélastique limité par un substratum rigide

II.5.3. Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides constituent une troisième famille de méthodes qui réunissent les avantages des méthodes directes et des méthodes de sous-structures. Elles ont pour objectif de diviser le système en deux sous-domaines : un champ lointain et un champ proche. Le champ lointain reste suffisamment éloigné de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par l'interaction sol-structure, et donc qu'il puisse être considéré comme élastique. Il peut être modélisé par des méthodes adaptées aux problèmes linéaires, par exemple, les impédances dynamiques.

Le champ proche, à proximité de la fondation, inclut toutes les hétérogénéités et non linéarités du système. Il s'intègre dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe, par exemple la méthode des éléments finis.

Paolucci et Pecker (1997) et Cremer (2001) ont développé les modèles sous chargements cycliques et dynamiques en 2D pour la fondation filante en prenant compte le décollement de la fondation. Plus récemment, le modèle a été complété par Grange, (2008), Grange et al (2007) et Grange et al (2008). Dans ce modèle, les fondations: filante, rectangulaire et circulaire, sont implantées sous chargements: statique, cyclique et dynamique en 3D avec un nouveau modèle de décollement.(Messioud)

II.6. Frontières du modèle**II.6.1. Frontières absorbantes**

La modélisation dans le domaine de géomécanique nécessite souvent un domaine relativement grand. Par exemple, lors de la modélisation d'une excavation dans un tunnel, on suppose qu'il est entouré par un domaine infini. Et dans le cas d'une structure en surface, celle-ci repose sur un domaine semi infini. La modélisation par une méthode numérique se fait, par contre, pour un domaine limité. Dans le cas statique, on fixe des frontières artificielles à certaine distance de la zone d'intérêt. Dans le cas dynamique, ces frontières causent des réflexions des ondes et empêchent la radiation de l'énergie. L'utilisation d'un grand domaine, toutefois, réduit cet effet car la majorité de l'énergie se dissipe dans le domaine. Cependant, un grand modèle augmente le temps de calcul. On peut surmonter cette difficulté par l'utilisation des frontières absorbantes. La frontière absorbante (ou visqueuse) a été développée par Lysmer et Kuhlemyer 1973 pour l'étude par élément finis des vibrations de fondations en surface et partiellement encastrées dans un sol semi-infini.

Celle-ci est basée sur l'application, aux frontières du modèle discrétisé, des contraintes visqueuses (normales et tangentielles) de sorte que la plus grande partie de l'énergie transportée par les ondes puisse être totalement absorbée au niveau de la frontière du modèle discrétisé. Les valeurs approximatives de ces contraintes sont obtenues à partir de la théorie de propagation des ondes.

Lors de la modélisation dynamique d'une structure, les frontières doivent être placées suffisamment loin de la structure pour minimiser la réflexion des ondes. Lorsque l'amortissement est très grand, cette distance est relativement faible (Seed et al, 1975). Par contre, quand l'amortissement est faible, cette distance peut être très grande, ce qui conduit à un modèle largement grand et irraisonnable. La solution est donc de forcer ces frontières à produire le mouvement de champ libre en absorbant les ondes venant de la structure. Cependant, pour cette frontière soit efficace, elle devrait être placée à une certaine distance de la fondation.

Le code ASTER utilise des éléments de frontière absorbante. Ces éléments de type paraxiaux, dont on décrit ici la théorie, sont affectés à des frontières de domaines élastiques ou fluides pour traiter des problèmes 2D ou 3D d'interaction sol-structure ou sol-fluide-structure. Ils permettent de satisfaire la condition de Sommerfeld vérifiant l'hypothèse d'anéchoïcité : l'élimination des ondes planes élastiques ou acoustiques diffractées et non physiques venant de l'infini.

II.6.2 Frontières pour Champ Libre

La présence d'une structure en surface cause une grande perturbation de la propagation des ondes. Loin de la structure, on doit retrouver le mouvement en champ libre.

Les problèmes standards de réponse sismique et d'interaction sol-structure ou sol-fluide-structure amènent à considérer des domaines infinis ou supposés tels. Par exemple, dans le cas de barrages soumis au séisme, on a souvent affaire à des retenues de grande taille qui nous permettent de faire l'hypothèse d'anéchoïcité : les ondes qui partent vers le fond de la retenue ne "reviennent" pas. Ceci a pour but de réduire la taille de la structure à mailler et de permettre de passer des calculs complexes avec les moyens informatiques actuels.

Dans ce travail, on considère que la frontière du maillage éléments finis du sol se trouve dans un domaine au comportement élastique.

La théorie des systèmes elliptiques assure simplement l'existence et l'unicité de la solution des problèmes élastoplastique dans les domaines bornés, sous l'hypothèse de conditions aux limites assurant la fermeture du problème. Il en va différemment pour les

domaines infinis. On doit avoir recours à une condition particulière, dite de Sommerfeld, formulée dans les directions infinies du problème. Cette condition assure notamment, dans le cas de la diffraction d'une onde plane élastique par une structure, l'élimination des ondes diffractées non physiques venant de l'infini que les conditions classiques sur les bords du domaine à distance finie ne suffisent pas à assurer.

La méthode privilégiée pour traiter des domaines infinis est celle des éléments finis de frontière (ou équations intégrales). La solution fondamentale utilisée vérifie automatiquement la condition de Sommerfeld. Seulement, l'utilisation de cette méthode est conditionnée par la connaissance de cette solution fondamentale, ce qui est impossible dans le cas d'un sol à géométrie complexe, par exemple, ou lorsque le sol ou la structure sont non linéaires. Il faut donc alors avoir recours aux éléments finis.

Dès lors, des conditions particulières à la frontière du maillage éléments finis sont nécessaires pour interdire la réflexion des ondes diffractées sortantes et reproduire ainsi artificiellement la condition de Sommerfeld. Plusieurs méthodes permettent d'identifier des conditions aux limites répondant à nos exigences. Certaines conduisent à une résolution exacte du problème :

On les appelle "frontières consistantes". Elles sont fondées sur une prise en compte précise de la propagation des ondes dans le domaine infini. Par exemple, si ce domaine peut être supposé élastique et avec une stratigraphie simple loin de la structure, on peut envisager un couplage éléments finis - équations intégrales. Un des problèmes de cette solution est qu'elle n'est pas locale en espace : il faut faire un bilan sur toute la frontière séparant le domaine fini du domaine infini, ce qui nous conduit obligatoirement à un problème de sous-structuration. Cette non-localité en espace est caractéristique des frontières consistantes. Pour aboutir à des termes de frontière locaux en espace, on peut utiliser la théorie des éléments infinis. Ce sont des éléments de dimension infinie dont les fonctions de base reproduisent au mieux la propagation des ondes élastiques ou acoustiques à l'infini. Ces fonctions doivent être proches de la solution car les théorèmes mathématiques classiques n'assurent plus la convergence du résultat de calcul vers la solution avec de tels éléments. En fait, on peut trouver une analogie entre la recherche de fonctions de base satisfaisantes et celle d'une solution fondamentale pour les équations intégrales. Les contraintes géométriques sont assez voisines mais surtout, cette recherche présente un inconvénient de taille : elle dépend de la fréquence. Par conséquent, de telles frontières, locales ou non en espace, ne peuvent être utilisées que dans le domaine de Fourier, ce qui interdit une certaine catégorie de problèmes, avec des non-linéarités de

comportement ou des grands déplacements par exemple. On en arrive donc à devoir trouver des frontières absorbantes performantes qui soient locales en espace et en temps pour traiter aux éléments finis des problèmes transitoires posés sur des domaines infinis.

La théorie des éléments paraxiaux qui réalisent l'absorption cherchée avec une efficacité inversement proportionnelle à leur simplicité d'implémentation ainsi que la description des contraintes d'implémentation dans le Code_Aster sont présentées dans le manuel du code.

Le mode d'implémentation des éléments paraxiaux élastiques en transitoire vient essentiellement de la nécessité de décomposer le déplacement en une composante selon la normale à l'élément, correspondant à une onde P, et une composante dans le plan de l'élément, correspondant à une onde S. On est alors à même de discrétiser la relation d'impédance introduite dans la première partie : qui les composantes du déplacement dans le plan tangent et u_3 selon e_3 , la direction normale à la frontière.

C_s est la vitesse de l'onde de cisaillement et C_p la vitesse de l'onde de compression

$$t(u) = \rho C_p \frac{\partial u_3}{\partial t} + \rho C_s \frac{\partial u'}{\partial t}$$

On ne revient pas sur le schéma d'intégration temporelle que l'on a déjà décrit dans la partie précédente, sachant qu'on considère toujours la relation d'impédance de façon explicite par une correction du second membre.

Il est tentant d'introduire la possibilité d'imposer une impédance absorbante pour un problème élastique en harmonique. Cela correspond au traitement d'un terme en dans les équations de l'élastodynamique.

Pour un calcul de réponse harmonique d'une structure infinie, la prise en compte de l'impédance absorbante comme une correction du second membre n'est évidemment pas applicable. Cependant, la relation d'impédance à l'ordre 0 exprime les termes surfaciques en fonction de la vitesse des nœuds de l'élément. On peut donc construire une pseudo-matrice d'amortissement visqueux traduisant la présence du domaine infini.

La décomposition de la relation d'impédance selon les composantes normale ou tangentielle du déplacement sur l'élément nous contraint à construire la matrice d'impédance dans un repère local sur l'élément. On définit ce repère local dans la routine élémentaire ainsi que la matrice de passage qui permet le retour à la base globale.

II.7. Conclusion

L'Interaction du Sol avec la Structure (ISS) est un phénomène important à considérer pour espérer rendre compte du comportement réel d'un ouvrage afin d'évaluer leur vulnérabilité, et donc assurer leur durabilité, notamment qui est situé en zone sismique. Donc il est nécessaire une meilleur connaissance des matériaux, de leurs comportements, et les conditions d'interfaces, ainsi la prise en compte les conditions aux limites.

Le terme «interaction» désigne que non seulement la nature du sol a une influence sur le comportement de la structure, mais la présence de la structure influence elle aussi le comportement du sol (notamment le plus souple). L'interaction cinématique résulte de la différence de la rigidité entre le sol et la structure, par ailleurs, la différence de masse entre ces derniers résulte que ce que nous appelons l'interaction inertielle.

Pour analyser le phénomène d'interaction sol-structure, des approches proposées peuvent être classées en trois catégories : les méthodes globales (méthodes d'analyse directe), qui résolvent comme leur nom l'indique le problème global, les méthodes des sous-structures qui s'appuient sur une décomposition du système en sous-systèmes, et les méthodes hybrides.

Chacune d'elles correspond à une schématisation du modèle sol-structure, et la résolution des problèmes est à l'aide des méthodes numériques (les méthodes des éléments finis et des différences finies) qui peuvent apporter des informations utiles sur le fonctionnement de l'ouvrage (les champs de déplacement et de contrainte)

Les méthodes directes sont plus complexes au point de vue du cout et du temps de calcul, ainsi la connaissance des lois de comportement des matériaux (sol et structure).

Chapitre III
Méthodes de calcul des tunnels

Méthodes de calcul des tunnels

III.1.Introduction

Le type de tunnel et la nature du sol, dans lequel la construction doit être réalisée, sont les principaux facteurs dont le projeteur doit tenir compte. Ces facteurs ont une influence notamment sur le choix des techniques de construction (excavation des terrains et types de soutènement) et sur la manière de conduire les calculs.

On peut distinguer quatre types de méthodes de calcul utilisés: des méthodes empiriques (fondées sur une classification géotechnique des roches), des méthodes analytiques (fondées sur des solutions analytiques en mécanique des milieux continus), des méthodes de calcul spécifiques pour les revêtements (méthode des « réactions hyperstatiques » et la méthode de calcul numérique.

III.2. Méthodes empiriques

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux. En effet, l'art des tunnels est de meure jusqu'à ces vingt dernières années une science essentiellement empirique dont les spécialistes se constituaient un savoir-faire au travers d'expériences passées. Ces méthodes, rapides d'emploi et donc économiques, reposent sur différents paramètres géotechniques. C'est donc le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui va faire la différence d'une méthode à l'autre.

III.2.1. Méthode de K. Terzaghi

En 1946, Terzaghi a proposé une classification simple des massifs rocheux, en vue d'estimer les charges agissantes sur les cintres en acier dans les tunnels (Figure. III.1). Cette méthode et ses développements ultérieurs furent pendant de nombreuses années la base du dimensionnement des tunnels aux Etats-Unis.

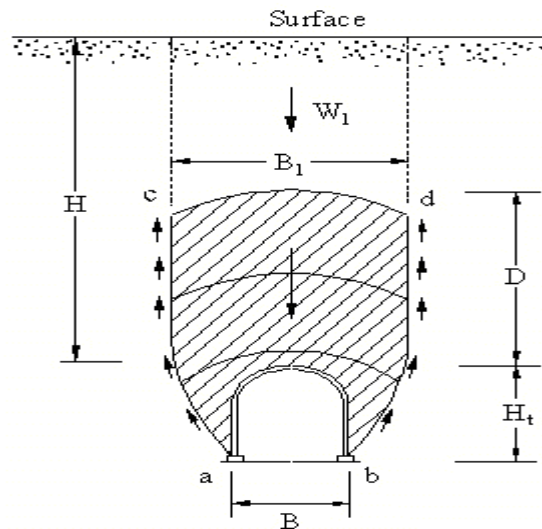


Figure III.1 : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (K.Terzaghi 1946)

Pour l'estimation de charge Terzaghi suppose qu'une certaine quantité de roche ou de sol se décomprime pesant sur le soutènement, la hauteur de cette zone est ensuite donnée par la formule générale.

$$H_p = K B + H_t$$

H_p : Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale.

B : Largeur de la galerie.

H_t : Hauteur de la galerie.

K : représentant un coefficient multiplicateur dont la valeur dépend de la catégorie de terrain rencontrée.

La formule est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H est supérieur à $1.5 (B + H_t)$. Le tableau III.1 donne une indication sur les valeurs, qui peut prendre la hauteur de terrain en décompression H_p ainsi quelques remarques sur les types de soutènements envisagés.

Nature de roche	Charge H_p	Remarque
Dure et intacte	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a chuté de pierres
Dure et stratifiée	0 à 0.5 B	Soutènement léger
Massive avec quelques joints	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre
Modérément ébouléuse	0.25 à 0.35 (B+ht)	Pas de pression latérale
Très ébouléuse	0.35 à 1.1 (B+ht)	Peu ou pas de pression latérale

Complètement broyée Chimiquement inerte	1.1 (B+ht)	pression latérale considérable
Roche fluante a profondeur modérée	1.1 à 2.1 (B+ht)	Grande de pression latérale cintres circulaires recommandés
Roche fluante à grande profondeur	2.1 à 4.5 (B+ht)	Grande de pression latérale cintres circulaires recommandés
Roche gonflante	Jusqu'à 75 m indépendant de (B+ht)	cintres circulaires dans les cas extrêmes cintres coulissants

Tableau III.1 : Hauteur de terrain décomprimée au-dessous d'une cavité (d'après Terzaghi, 1946).

Pour l'effet de voûte, Terzaghi a étudié également l'influence des conditions de la roche et l'accroissement de la charge après que le soutènement soit mis en place. Pour ce faire, il définit la période d'effet de voûte comme étant le laps de temps entre l'excavation et la chute de la partie non supportée de la voûte. Celle-ci varie de quelques heures pour les roches gonflantes à quelques jours pour d'autres types de roches voir infini pour les roches saines.

III.2.2. Méthode de N-BARTON

On se basant sur les indices de classification des masses rocheuses, BARTON a introduit un système de classification des roches noté Q-System, (Tunnelling Quality Index). Ce système de classification permet d'évaluer la qualité de la roche à partir de six paramètres géotechniques combinés de façon suivante :

$$Q = \frac{R.Q.D}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

- **RQD** : est le Rock Quality Désignation de Deere.
- **J_n** : est l'expression du nombre de familles principales de discontinuités.
- **J_r** : caractérise la rugosité des faces des joints.
- **J_a** : définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).
- **J_w** : spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.
- **SRF** : (Stress Réduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

Les commentaires suivants, qui permettent d'expliquer le regroupement des paramètres par paire :

- 1). Le premier rapport ($R \cdot Q \cdot D / Jn$) représente la structure du massif rocheux et est une mesure de la taille moyenne des blocs rocheux.
- 2). Le second rapport (Jr / Ja) représente la résistance au cisaillement entre les blocs. Il est directement proportionnel à la rugosité des faces des joints (élément favorable) et inversement proportionnel à l'épaisseur du joint (élément défavorable)
- 3). Le troisième rapport (Jw / SRF) décrit l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux Contraintes.

Dans cette classification, l'évaluation de Q dépend de l'état des contraintes dans le massif et des paramètres non intrinsèques de la matrice rocheuse. La contribution directe de la résistance mécanique de la matrice rocheuse est absente. En outre l'orientation des joints n'apparaît pas dans cette classification. La variation des paramètres existant dans Q est indiquée dans le Tableau III.2.

<i>Paramètres</i>	<i>Conditions les plus défavorables</i>	<i>Conditions les plus favorables</i>	<i>Plage de variation (rapport maximal)</i>
<i>RQD</i>	10	100	100
<i>Jn</i>	20	0.5	40
<i>Jr</i>	0.5	4	8
<i>Ja</i>	20	0.75	27
<i>Jw</i>	0.05	1	20
<i>SRF</i>	20	0.5	40

Tableau III.2. Plage de variation des paramètres prises en compte dans le calcul de Q (AFTES [2003])

L'indice Q peut varier de 0.001 à 1000. Les Q sont regroupés en 9 classes. Chaque classe correspond à une qualité de massif rocheux (tableau ci-dessous). Les classes de Q se représentent sur une échelle logarithmique :

Valeurs de Q	Qualité du massif
400-1000	Exceptionnellement bonne
100-400	Extrêmement bonne
40-100	Très bonne
10-40	Bonne
4-10	Moyenne
1-4	Mauvaise
0,1-1	Très mauvaise
0,01-0,1	Extrêmement mauvaise
0,001-0,01	Exceptionnellement

Tableau III.3: Classification de la qualité de la roche

Cette classification permis d’arranger les ouvrages souterrains en 38 catégories et de proposer le soutènement convenable. Après avoir établi l’indice de qualité Q du rocher, les dimensions et la destination de l’ouvrage, la (figure III.2) renvoie à l’un des 38 numéros de catégories de soutènement :

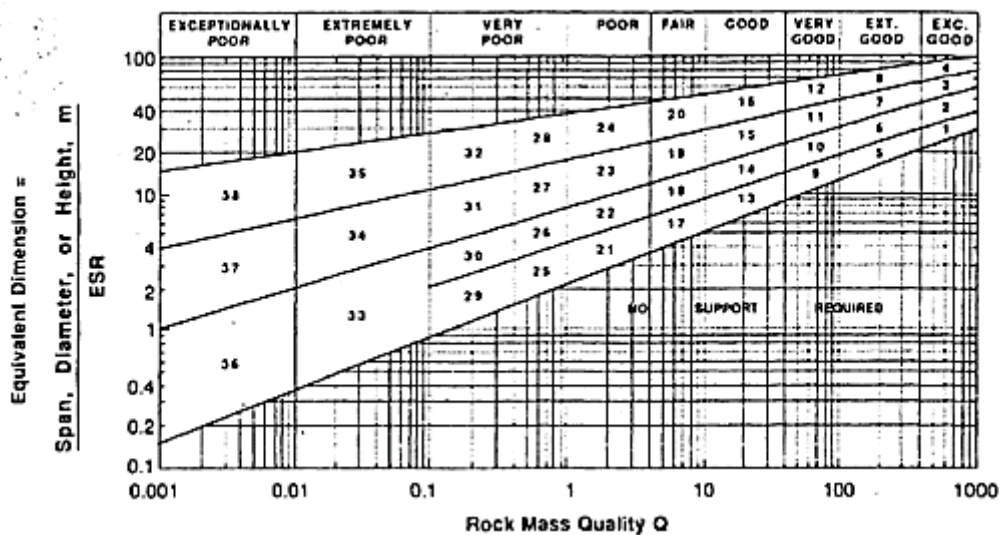


Figure III.2. : Relation entre (Q - De) et les catégories de soutènement (Barton et al 1974).

III.2.3. Méthode de BIENIAWSKI

Bieniawski a publié en 1976 les détails d'une classification des masses rocheuses intitulée Geomechanics Classification or the Rock Mass Rating (RMR) system. Depuis la version originale, certaines modifications ont été apportées. Désormais, plusieurs variantes de la classification de Bieniawski sont disponibles. Les versions de 1976 et 1989 sont les plus couramment utilisées.

Z. Bieniawski (1973-1983) utilise six paramètres pour classer les roches :

- La résistance ponctuelle de la matrice rocheuse. (indice de Franklin I_s).
- La Qualité de la roche via RQD de Deere.
- L'espacement des discontinuités de la roche.
- La qualité des discontinuités de la roche.
- Les conditions hydrologiques.
- Orientation des discontinuités.



Chaque paramètre reçoit une note (voir annexe-B-) pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité de la roche et le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

III.3. Les méthodes analytiques

Ces méthodes sont basées sur les solutions analytiques développées pour des tunnels en mécanique des milieux continus. Elles permettent d'obtenir rapidement des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer leur influence sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement.

D'une façon générale ces solutions sont fondées sur les hypothèses suivantes :

- Cavité circulaire, revêtue ou non : l'interaction sol-structure est de type adhérence parfaite ou glissement parfait.
- Massif infini ou semi-infini à surface horizontale : bidimensionnel (déformation plane) ou à symétrie de révolution ou tridimensionnel
- Sol non pesant : état de contraintes initial homogène, isotrope ou anisotrope
- Comportement du sol élastique linéaire ou élastique-parfaitement plastique
- Étude en section courante (le front de taille est très éloigné).

III.3.1. La méthode des réactions hyperstatiques

Cette méthode de calcul est relativement ancienne comparée aux calculs éléments-finis et aux concepts plus réalistes de convergence-confinement. Elle est cependant simple à comprendre et à utiliser, ce qui lui permet de rester une estimation courante (et économique) dans son domaine d'application.

III.3.1.a. Principe

Le principe est d'étudier le comportement du soutènement (ou du revêtement) sous l'action de charges extérieures. On distingue des charges dites actives, qui sont indépendantes de l'état de déformation, et des charges dites passives qui sont les réactions hyperstatiques issues de la déformation du soutènement. La première catégorie regroupe la pression appliquée par le poids des terrains (verticale et horizontale), la pression hydrostatique si le tunnel traverse une nappe, le gonflement éventuel, le détachement d'un bloc, le poids propre du revêtement, la circulation routière à faible profondeur... etc. Les secondes charges sont les réactions de butée du terrain (Figure III.3)

Ces dernières sont considérées comme linéairement liées aux déplacements, ce qui permet de les modéliser par une série de ressorts, dont la rigidité K est issue des propriétés mécaniques de la roche ou du sol environnant.

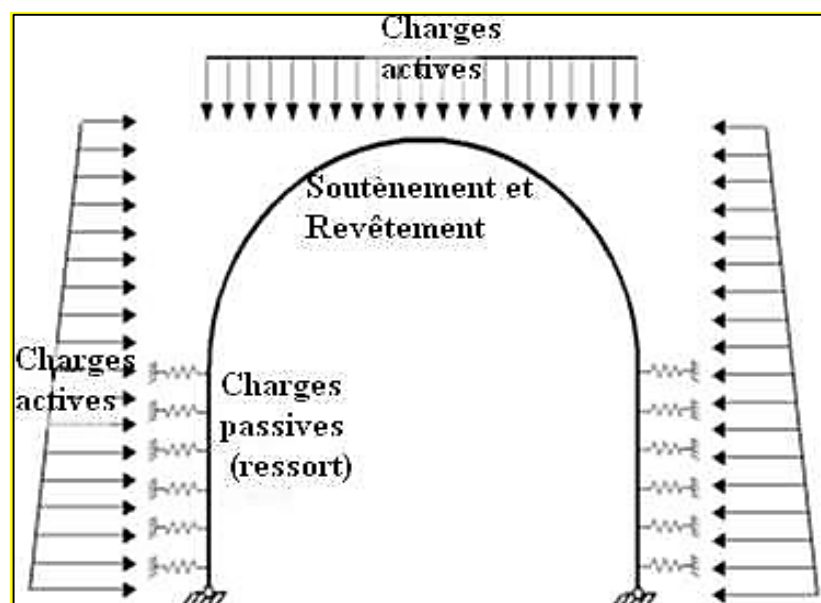


Figure III.3: Schéma classique d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts).

L'équilibre de la structure établi, il est alors possible d'accéder aux efforts dans le soutènement (M, N et T) ainsi qu'aux convergences maximales.

III.3.1.b. Détermination des charges "actives"

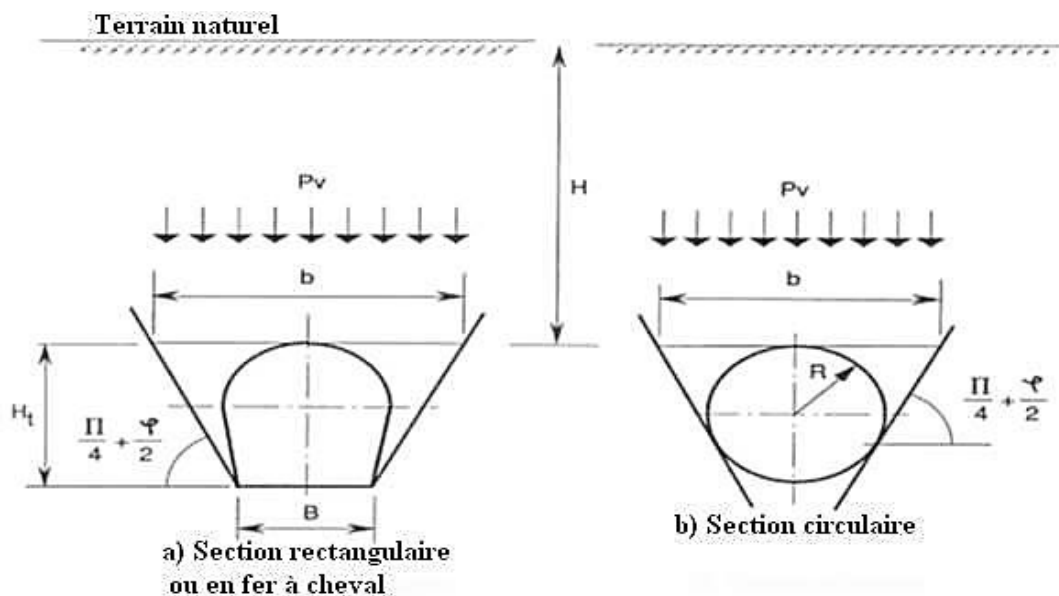


Figure III.4: Représentation géométrique des variables utilisées dans les formules de Terzaghi

Dans le modèle proposé, ces charges constituent le "chargement extérieur" qui ne sera pas modifié par le déplacement de la structure. Elles dépendent de nombreux paramètres, tels que la profondeur, les dimensions du tunnel, la qualité de la roche, le décousu laissé entre le front de taille et le soutènement Etc.

Il existe de nombreuses théories permettant d'évaluer les pressions appliquées sur une structure de soutènement.

III.3.1.c. Milieux continus

La méthode des réactions hyperstatiques étant plutôt adaptée aux tunnels peu profonds dans des sols, on utilise principalement les formules de Terzaghi ou de Caquot qui sont basées sur une rupture en coin du terrain en piédroits et l'effet du poids d'une voûte de décharge. La formule de Terzaghi s'exprime ainsi (Fig. III.4) :

$$p_v = \frac{b(\gamma - \frac{2C}{b})}{2 \tan \varphi} \left(1 - e^{-\frac{2H \tan \varphi}{b}} \right)$$

H et b sont la profondeur du tunnel et la largeur du cône d'effondrement estimé en clé de voûte. C et φ sont les paramètres de Coulomb (cohésion) et le poids volumique du terrain. La pression p_h sur les parois latérales qui peut être triangulaire est estimée avec P_v par l'intermédiaire du coefficient k_a (coefficient de poussée) ou k_0 (coefficient des terres au repos). D'autres formules, basées sur les classifications du massif rocheux, fournissent des valeurs approchées des pressions. Toutes sont à utiliser avec la plus grande prudence.

III.3.1.d. Milieux discontinus

Dans certains cas, il peut être intéressant de modéliser la chute d'un bloc rocheux sur un soutènement ou revêtement. Il faut alors vérifier la stabilité de la structure sous deux types de charge active :

- Chute d'un bloc en voûte : On ne considère que le poids propre du bloc, situé en clé de voûte.
- Chute d'un bloc en piedroit : Ce cas de charge dissymétrique est particulièrement défavorable. Il faut considérer le glissement du bloc sur une ou deux discontinuités.

III.3.1.e. Domaine d'application

En général, la méthode est adaptée aux ouvrages construits en terrain meuble ou enrocher fracturé, sous faible couverture et avec des techniques de soutènements lourds.

La méthode aux réactions hyperstatiques peut être utile à l'étude d'impacts sur les structures d'un tunnel : chute de blocs en milieux rocheux discontinus ou impact d'un véhicule sur les structures internes (cloisons, dalles de roulementetc.).

III.3.2. La méthode convergence-confinement

Plutôt que de méthode, il conviendrait de parler de concept. Les idées et théories qui sont liées à ces deux termes : convergence et confinement, sont reprises dans toutes les autres approches du dimensionnement. La convergence est liée à un déplacement. Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de déconfinement,

mais pour le terrain. Il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ). Pour situer le contexte, cette méthode est née suite au succès de la NATM dans les années 70. Sa conceptualisation complète remonte au tout début des années 80. La méthode convergence confinement est une méthode analytique : toutes les formules sont explicites et peuvent être entrées sur une simple calculatrice.

III.3.2.1. Hypothèses

L'hypothèse forte est la considération unidimensionnelle du problème :

- Hypothèse des déformations planes.
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ($\mathbf{K}_0 = \mathbf{1}$) et d'isotropie du massif.
- La cavité étudiée a une forme cylindrique.

L'état initial est défini par l'état de contrainte isotrope. \mathbf{H} est la hauteur de couverture et le poids volumique des terrains sus-jacents.

La contrainte initiale dans le massif est donc : $\boldsymbol{\sigma}_0 = \boldsymbol{\gamma}\mathbf{H}$

III.3.2.2. Courbe de convergence

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain que se déconfinement progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front), on introduit une pression fictive en paroi. Cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front. \mathbf{P}_i Varie ainsi de $\boldsymbol{\sigma}_0$ à $\mathbf{0}$, de l'état de contrainte initial à l'état entièrement déconfiné. L'évolution de \mathbf{P}_i est donc gouvernée par la distance \mathbf{x} , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où $\mathbf{x} = \mathbf{0}$). On écrit :

$$\mathbf{P}_i = (\mathbf{1} - \boldsymbol{\lambda}(\mathbf{x}))\boldsymbol{\sigma}_0$$

($\boldsymbol{\lambda}$) est appelé taux de déconfinement car il caractérise l'état du massif à l'endroit \mathbf{x} considéré. Il varie de $\mathbf{0}$ (état initial, en avant du front de taille) à $\mathbf{1}$ (état complètement déconfiné, loin en arrière du front).

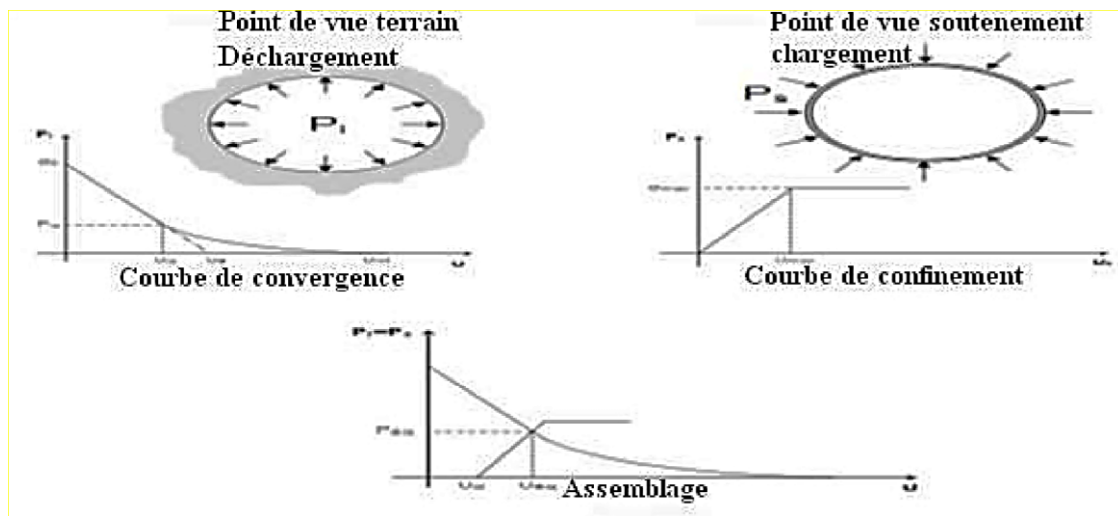


Figure III.5: Courbes de convergence-confinement et assemblage

Cette notion de pression fictive permet de ne considérer qu’une tranche de terrain pour l’étude de l’effet de l’excavation, dans un état mécanique de quasi-déformations planes. La théorie des milieux continus nous donne ensuite les champs de déplacement et de contrainte autour du tunnel. Là où réside encore une forte incertitude, c’est dans l’équation permettant de définir $\lambda(x)$.

Plusieurs auteurs ont proposé des formules, nous en retiendrons une, la plus simple, lorsque le terrain reste en élasticité :

$$\lambda(x) = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left[\frac{m_0 R}{m_0 R + x} \right]^2 \right)$$

α et m_0 sont deux constantes (on prendra respectivement **0.25** et **0.75**) et R le rayon d’excavation.

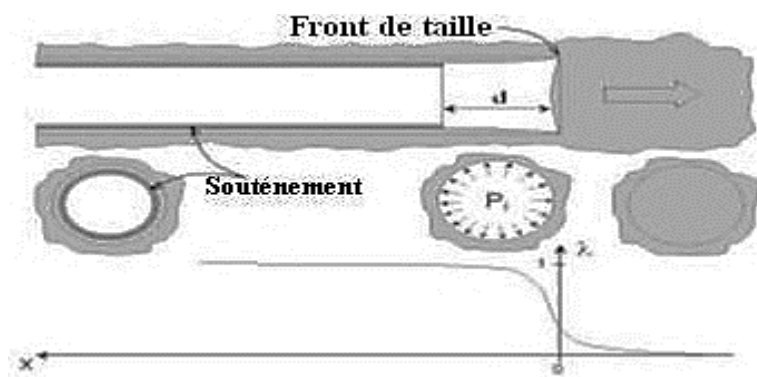


Figure III.6: Notion de pression fictive et de déconfinement autour du front de taille

La courbe de convergence est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi u en fonction de la pression fictive P_i , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe paramétrique de paramètre x qui se représente sur un graphe (P_i) . La théorie de l'élastoplasticité permet d'obtenir l'équation de cette courbe pour des critères simples (MOHR Coulomb par exemple).

- **Une phase élastique :** de $u = 0$ à $u = u_{ic}$. Le terrain se déconfiné progressivement de manière linéaire. Par prolongement de la droite sur l'axe des abscisses, on obtient le pseudo-déplacement élastique u_e . L'expression simple de u_e donne une première approximation des déplacements en tunnel :

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

- **Une phase plastique :** de $u = u_{ic}$ à $u = u_{inf}$. Le terrain en paroi passe dans un état de déformations irréversible. Il y a rupture par excès de compression, par écrasement. Parfois la courbe ne recoupe pas l'axe des abscisses, et la paroi se referme sur elle-même (très grandes déformations). L'état plastique est à éviter, c'est un des rôles du soutènement.

Pour le critère de MOHR-Coulomb, l'équation de la courbe plastique est :

$$u = R \frac{(1+\nu)}{E} \left(c_1 + c_2 \left(\frac{R}{R_p} \right)^{k_p-1} + c_3 \left(\frac{R_p}{R} \right)^{\beta+1} \right)$$

$$c_1 = -(1 - 2\nu)(\sigma_0 + H)$$

$$c_2 = \left(\frac{(1 - \nu)(1 + \beta k_p)}{k_p + \beta} - \nu \right) \frac{2(\sigma_0 + H)}{k_p + 1}$$

$$c_3 = 2(1 - \nu) \frac{(k_p - 1)(\sigma_0 + H)}{k_p + \beta}$$

$$R_p = \left[\frac{2(\sigma_0 + H)}{k_p + 1} \frac{R^{k_p-1}}{P_i + H} \right]^{\frac{1}{k_p-1}}$$

Les constantes du modèle de MOHR-Coulomb non-associé (angle de dilatance) sont exprimées ainsi :

$$\beta = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$H = \frac{C}{\tan \varphi}$$

Enfin, pour tracer la courbe il faut calculer la pression P_{ic} d'apparition de la plasticité :

$$P_{ic} = \frac{2\sigma_0 - H(k_p - 1)}{k_p + 1}$$

Pour calculer le déplacement maximal du terrain u_{inf} , on utilise les formules ci-dessus en prenant simplement $P_i = 0$. Lorsque le terrain est de bonne qualité, dans les roches dures par exemple, il se peut que la paroi reste en élasticité durant tout le déconfinement. Un critère très utilisé en travaux souterrains pour déterminer si le massif encaissant risque de rentrer en plasticité est le facteur de stabilité :

$$F = \frac{2\sigma_0}{R_c}$$

Avec R_c la résistance en compression simple de la roche ; si $F > 1$ alors il y a risque d'instabilité.

III.3.2.3. Courbe de confinement

Une deuxième courbe est requise pour la méthode. Il s'agit de la courbe de confinement (Fig. III.3), qui va permettre de caractériser le comportement du soutènement sous son chargement. Le chargement considéré est purement radial, il s'agit d'une pression appliquée sur tout le pourtour extérieur de la structure. Le calcul du déplacement radial u_s en fonction de la pression appliquée P_s permet de tracer la courbe de confinement sur un graphe

identique à celui de la courbe de convergence. On distingue également deux phases dans les modèles classiques :

Une phase élastique : de $u_s = 0$ à $u_s = u_{\max}$. Le soutènement se comporte linéairement.

Une phase plastique : après u_{\max} . Cette zone correspond à la rupture du soutènement, elle est donc interdite.

III.3.2.4. Domaines d'application :

La méthode est essentiellement utilisée dans le cadre d'un pré dimensionnement des soutènements. Les hypothèses de base sont en effet rarement toutes vérifiées dans la réalité ; le cas idéal étant celui du tunnel circulaire profond en milieu isotrope. Néanmoins l'approche est valable pour obtenir des "ordres de grandeurs" d'épaisseur de soutènement dans les cas suivants :

- Le massif de terrain doit pouvoir être représenté comme un milieu homogène, isotrope et continu à l'échelle de l'ouvrage. Cela conditionne les calculs dans le cadre de la mécanique des milieux continus.
- Le dimensionnement concerne une section courante du tunnel. Afin de pouvoir simplifier le problème tridimensionnel en un problème unidimensionnel, il faut que de part et d'autre de la section étudiée, le terrain soit identique sur un tronçon de quelques dizaines de mètres. Cette condition exclut donc également les têtes du tunnel. La distance entre la clé de voûte du tunnel et la surface topographique doit être au minimum égale à 4 fois le diamètre du tunnel. Les conditions de creusement doivent être identiques sur un linéaire d'au moins 1 diamètre en avant et 2 diamètres en arrière de la section étudiée.
- La géométrie du tunnel est supposée circulaire dans la méthode. Dans le cas d'une section quasi circulaire, on utilisera un rayon équivalent, calculé par exemple sur la base d'une section circulaire identique. La condition de circularité parfaite exclut de pouvoir calculer les moments de flexion dans le soutènement. Ces derniers sont pourtant souvent dimensionnant.
- L'état de contraintes initial est isotrope ($K_0 = 1$). Cela se vérifie souvent à moyenne et grande profondeur.

La notion d'équilibre par déconfinement progressif, à la base du concept, est quant à elle reprise dans les calculs par éléments finis phases. Cette méthode, nous le verrons dans la partie suivante, nécessite la donnée du taux de déconfinement à la pose du soutènement.

III.4. Les méthodes numériques**III.4.1 Introduction**

Les méthodes numériques présentent l'avantage de prendre en compte directement la réponse du terrain et du soutènement, ainsi que d'une grande partie des spécificités du projet (tant sur le plan géométrique que géotechnique). Ses utilisations ont pris une ampleur considérable au cours des dernières années, aussi bien pour des fins de recherche que pour des applications à des projets. Toutefois, des progrès restent nécessaires pour améliorer les moyens de représenter, dans le calcul, les particularités de comportement des terrains et les modes de chargements induits par des méthodes de réalisation particulières.

Les méthodes numériques permettent d'obtenir le champ des déplacements, contraintes et des déformations en tout point du massif autour de l'excavation ou le soutènement et de traiter une large gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes. L'avantage incontestable des méthodes numériques est d'aborder des problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée.

Le principe commun de ces méthodes réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et dans la résolution d'un certain nombre d'équations pour obtenir la solution. Ce sont des méthodes qui donnent souvent des résultats très précis (parfois difficilement interprétables) mais qui sont coûteuses d'un point de vue temps machine. En effet, il est courant d'obtenir des systèmes d'équations à plusieurs milliers d'inconnues pour des cas simples.

Ces méthodes sont ainsi généralement utilisées au niveau du projet après un certain nombre d'études plus grossières au moyen de méthodes empiriques et analytiques. Pour le cas des tunnels, ces méthodes permettent de tenir compte des facteurs suivants :

- Géométrie complexe (interaction de tunnels, tunnels non circulaires, ... etc).
- Forces de gravité.
- Prise en compte de l'eau interstitielle.
- Interaction sol/structure.
- Comportement non-linéaire du sol et du soutènement (lois élasto-plastiques, viscoplastiques, ou élasto-visco-plastiques).
- Anisotropie des terrains et de l'état de contraintes initial.

- Charges de surfaces etc...

III.4.2. Les différentes méthodes numériques

➤ Eléments Finis :

La méthode des éléments finis est également utilisée de plus en plus grâce à son large éventail de cas qu'elle permet d'étudier. Ses domaines d'applications sont extrêmement variés, parmi ceux qui nous intéressent nous pouvons citer : l'élasticité : déformation plane, axisymétrique et tridimensionnelle l'élastoplasticité parfaite, l'élastoplasticité fragile, la viscoplasticité, les vibrations et phénomènes dynamiques, le fluage, les écoulements en milieux poreux, stationnaires ou transitoires, le calcul des milieux jointifs ou discontinus.

➤ Eléments frontières :

La méthode des intégrales frontières (Boundary Element Method = BEM) permet de calculer les contraintes et les déplacements autour d'une ou plusieurs excavations creusées dans un milieu infini ou semi-infini constitué d'un matériau homogène, isotrope et élastique.

III.4.3. Les différents types de modélisations de tunnel

Dans le cadre de projets d'ingénierie relatifs aux études de conception d'ouvrages souterrains, plusieurs types de modélisation peuvent être mis en œuvre :

III.4.3.1. La modélisation 2D en déformations planes

La modélisation en déformations planes, dite (2D-plan), consiste à admettre que la déformation portée par la perpendiculaire au plan de l'étude est nulle. Par exemple, si le plan de l'étude est noté (1,2) (figure III.7), alors : $\epsilon_{33} = 0$ et $\epsilon_{13} = \epsilon_{23} = 0$. Le problème 3D peut ainsi être résolu comme un problème à deux dimensions qui ne dépend que des variables x_1 et x_2

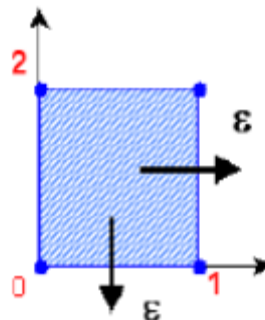


Figure III.7: Repère du problème 2D-plan.

En déformations planes, un tunnel peut alors être modélisé par sa section transversale ou longitudinale mais :

- Dans la section transversale, le tunnel est supposé infiniment long dans la direction de son axe.
- Dans la section longitudinale, le tunnel est considéré comme une excavation de longueur infinie.

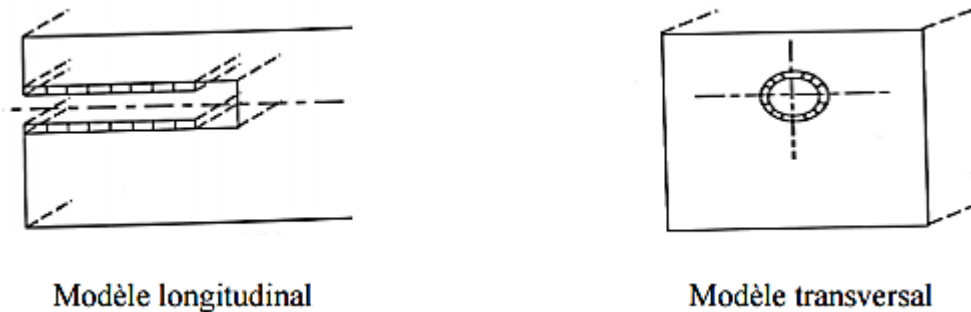


Figure III.8 Modèle longitudinal et transversal du tunnel.

Dans la pratique, on utilise le plus souvent une analyse 2D en coupe transversale. Néanmoins, pour pouvoir simuler les effets tridimensionnels dus à l'avancement du front de taille, la méthode la plus courante consiste à s'appuyer sur la méthode convergence-confinement. Cette analyse 2D est rapide par rapport à l'analyse tridimensionnelle et permet donc d'utiliser des modèles de comportements plus complexes si les données de terrain sont suffisantes. La modélisation transversale ne permet cependant pas d'analyser la stabilité du front de taille. Pour effectuer cette étude, on peut envisager une modélisation longitudinale parallèlement à l'axe du tunnel, mais les résultats obtenus sont toujours insatisfaisants. En effet l'excavation est considérée comme une bande de longueur infinie alors que le tunnel est circulaire, ce qui conduit à négliger l'effet de voûte se produisant autour du tunnel.

III.4.3.2. La modélisation 2D en conditions axisymétriques

Lorsque les ouvrages sont axisymétriques, ou à symétrie de révolution autour d'un axe, noté (Oz) sur la (figure III.9), l'étude d'un problème 3D peut être ramenée à l'étude d'un problème 2D sans dégradation de la précision des résultats.

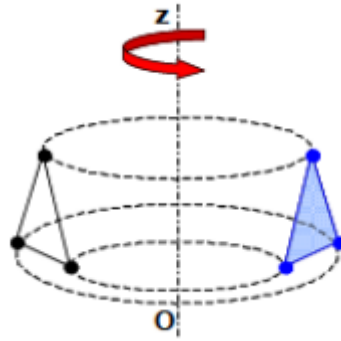


Figure III.9: Repère du problème axisymétrique.

La modélisation axisymétrique dans l'axe du tunnel permet l'analyse tridimensionnelle de la stabilité du front de taille et du phasage des travaux. Malheureusement cette méthode induit des hypothèses très restrictives ; tunnel circulaire, milieu homogène et isotrope, surface non modélisée. Elle s'applique donc à des tunnels à grande profondeur pour lesquels l'état de contrainte initial est sensiblement isotrope.

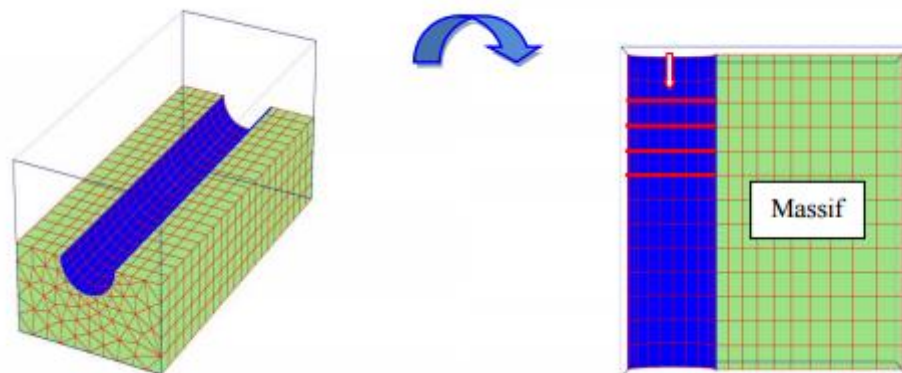


Figure III.10: Substitution du problème 3D en un problème 2D axisymétrique

III.4.3.3. La modélisation tridimensionnelle

C'est le type qui permettant de traiter le problème rencontré dans toute sa complexité car il peut prendre en compte :

- La géométrie tridimensionnelle du projet (tunnel en forme de fer à cheval, tunnel incliné, écaillage de sol, etc...).
- L'état de contraintes initial (coefficient des terres au repos).
- Le phasage souvent complexe de la technologie d'excavation retenue (radier décalé).

- L'ensemble des phénomènes mis en jeu (effet de voûte au front de taille, mise en place du soutènement, etc....).

C'est aussi l'approche la plus exigeante en taille du système, en temps de calcul et en temps d'exploitation des résultats. Compte tenu de sa lourdeur, ce type de calcul reste encore du domaine de recherche et de projets importants afin de valider des approches simplifiées.

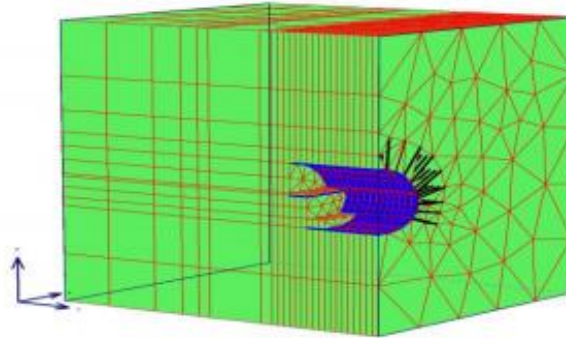


Figure III.11 : Exemple de maillage 3D

III.5.Conclusion

Les méthodes de calcul ouvrages souterrains sont, soit empiriques, qui sont utilisés fréquemment dans les études préliminaires des tunnels ; soit analytiques, qui sont très pratiques et très utiles, soit par des méthodes numériques, qui peuvent être considérées comme les plus efficaces pour l'analyse de la stabilité d'un tunnel, de l'interaction sol structure et pour dimensionner le soutènement. L'outil le plus performant dans le calcul numérique utilise des modèles tridimensionnels ou bidimensionnels ou axisymétriques.

C'est pour cela que, les modèles les plus courants utilisés dans les bureaux d'études sont les modèles bidimensionnels, axisymétriques, où la combinassent les deux (méthode convergence-confinement).

Chapitre IV

**Réponse dynamique de système sol-tunnel-fondation
"Modèle de Cône avec la méthode de convergence
confinement"**

Réponse dynamique de système sol-tunnel-fondation

"Modèle de Cône avec la méthode de convergence confinement"

IV.1. Introduction :

La résolution de tout problème de mécanique nécessite une bonne connaissance de ses conditions aux limites. Pour bien comprendre, il est facile d'imaginer, qu'une structure élancée de type poutre encastree à une extrémité, se comporte de manière totalement différente qu'une poutre dont l'encastrement est remplacé par une rotule avec ressort. Sa rigidité et ses fréquences propres s'en trouvent réduites alors que ses déplacements peuvent être amplifiés. Le même raisonnement peut être effectué pour un immeuble reposant sur une fondation. La connaissance de la fondation et du sol sous-jacent est essentielle pour bien déterminer le comportement réel de la structure.

Parallèlement nous pouvons montrer que la présence de la structure influence elle aussi le comportement du sol et le comportement de tunnel, c'est à dire le comportement qu'il aurait en champ libre. En effet, prenons par exemple deux structures, l'une encastree dans un solide rocher, l'autre reposant sur un sol plus souple. La structure encastree dans le rocher ne va pas influencer le champ libre. Le sol étant très rigide, le fait d'y ajouter une structure ne change rien à son comportement. La masse de la structure ne change rien non plus puisque les efforts d'inerties engendrés par la structure sur la roche rigide n'ont pas d'effet sur celui-ci. Par contre, pour la structure reposant sur le sol souple, trois phénomènes vont intervenir :

– le fait d'excaver et d'inclure une fondation rigide va modifier le champ libre. En effet par cette inclusion le champ de déplacement du sol va s'en trouver changé. C'est ce que nous appelons l'interaction cinématique.

– le fait d’inclure la masse de la structure va induire des efforts d’inerties supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol, ce qui aura pour conséquence de modifier encore une fois le champ de déplacement. C’est ce que nous appelons l’interaction inertielle.

–lors de chargement dynamique, en considérant un massif des semi infini, l’énergie amenée par le mouvement de la structure est dissipée de deux manières: un amortissement hystérétique (matériel) dû aux non-linéarités présentes dans le sol et dans la fondation, et une dissipation due au rayonnement des ondes dans le milieu semi-infini. Cette dissipation de l’énergie rayonnée par la structure s’appelle l’amortissement radiatif.

IV.2. Réponse dynamique des fondations :

Le dimensionnement des fondations nécessite toujours trois étapes préliminaires qui sont : L’établissement des critères de performances (critère de rupture ou limitation de l’amplitude de vibration) ; La détermination des charges dynamiques appliquées; et la modélisation du sol et l’évaluation de ses propriétés dynamiques pour déterminer la réponse dynamique des fondations.

Les deux premières étapes influencent dans une moindre mesure la réponse dynamique de la fondation. Par contre la 3ème étape nécessite plus d’attention car celle-ci affecte directement le comportement dynamique des fondations à travers l’interaction de cette dernière avec le sol.

Les critères de performance couramment utilisés imposent à la fondation un mouvement de faibles amplitudes. Le comportement du système de fondation reste de ce fait linéaire. Ainsi, il résulte que pour des charges périodiques, la réponse de ce système peut être obtenue par superposition de la réponse harmonique à différentes fréquences.

En pratique, le sol est formé de plusieurs couches de caractéristiques différentes. De plus, dans la plupart des cas, les fondations sont posées ou encastrées dans un sol homogène ou hétérogène limité par un substratum indéformable. Les conditions de frontières mixtes inhérentes deviennent assez complexes pour qu’une solution du problème puisse être obtenue par des méthodes analytiques. Par leur nature discrète, la méthode semi-analytique, la méthode des éléments finis et celle des différences finies s’adaptent bien à la géométrie du problème et peuvent même englober les différents types de fondations.

Les fonctions impédances constituent l’outil de base pour l’étude de la réponse dynamique de la fondation. En géodynamique, les ingénieurs sont confrontés à des domaines

de très grande taille dont l'influence sur les structures qu'ils cherchent à dimensionner est prise en compte via une matrice d'impédance aux interfaces. Cette matrice possède 6 degrés de liberté (translation verticale ou pompage, translation horizontale ou tamis, rotation d'axe horizontal ou balancement, rotation d'axe vertical ou torsion). Les termes de la matrice d'impédance s'expriment sous la forme de fonctions à valeurs complexes dépendant de la fréquence.

Nous ne considérons que des massifs rigides soumis à des sollicitations harmoniques (forces et moments). Dans le comportement des fondations sollicitées par des forces harmoniques, le système sol fondation peut être schématisé avec une très bonne approximation par un ensemble de système oscillant simple, composé d'une masse, d'un ressort et d'un amortisseur Figure (IV.1). Un tel système existe pour chaque degré de liberté de mouvement de la fondation.

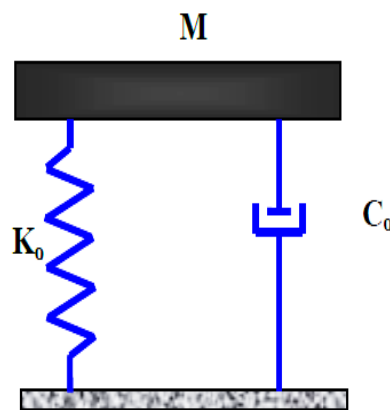


Figure IV.1. Modèle rhéologique simplifié pour l'impédance verticale

IV.3. Equation de mouvement d'une barre

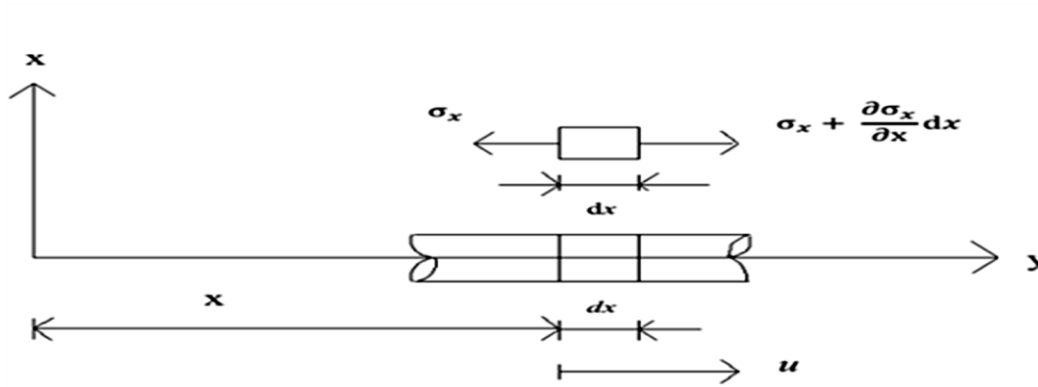
IV.3.1. Ondes longitudinales, ondes primaires (ondes P)

Considérons une barre prismatique, dont les caractéristiques sont les suivantes (Figure. IV.2).

ρ : La masse volumique du matériau

E : Module de Young

A : l'aire



FigureIV.2. Ondes longitudinales se propageant le long d'une barre

L'équation d'équilibre s'écrit sous la forme :

$$\sum F_x = -\sigma_x \cdot A + \left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx\right) \cdot A = \rho A dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

On a,

$$\sigma_x = E \cdot \varepsilon_x = E \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = E \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

Posons :

$$V_p^2 = \frac{E}{\rho}$$

Où,

V_p : est la vitesse des ondes P (ou ondes longitudinales).

On obtient l'équation :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_p^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (\text{IV.1})$$

L'équation (1) est appelée : l'équation d'onde à une seule dimension.

$$u(x,t) = f_1(x - V_p t) + f_2(x + V_p t)$$

f_1 et f_2 sont des fonctions arbitraires des paramètres $(x - V_p t)$ et $(x + V_p t)$.

Chapitre IV : Réponse dynamique de système sol-tunnel-fondation "Modèle de Cône avec la méthode de convergence confinement"

Cette expression représente une paire d'onde se propageant respectivement dans les sens positif et négatif le long de la barre.

IV.3.2. Onde de cisaillement, de distorsion (ondes S)

Considérons une barre cylindrique, dont les caractéristiques sont les suivantes (Figure IV.3.).

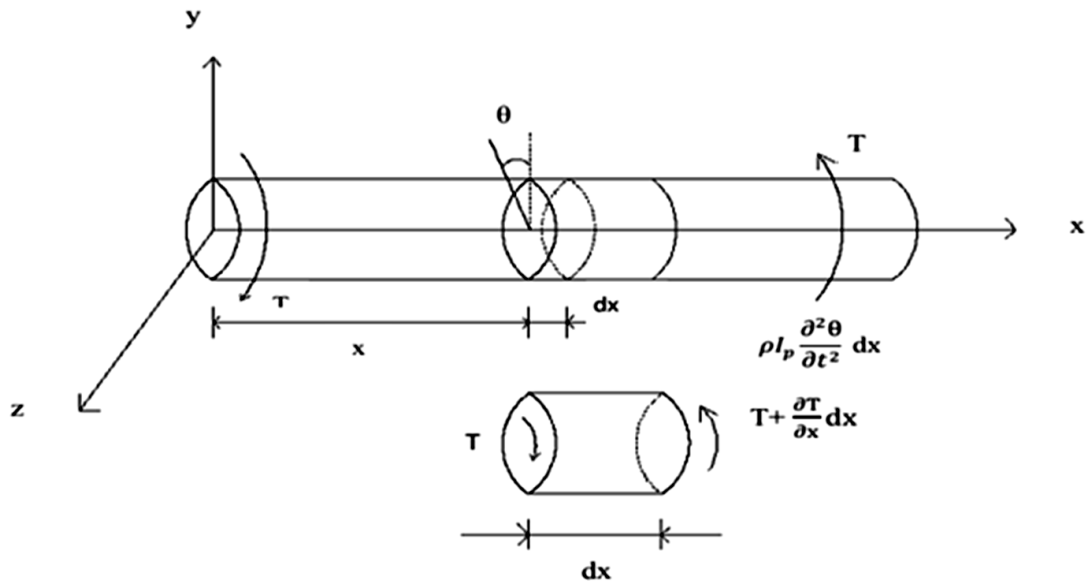


Figure IV.3. Ondes de cisaillement se propageant le long d'une barre

I_p : Moment d'inertie polaire de la section transversale de la barre

G : Module de cisaillement du matériau

$I_p \cdot G$: La rigidité de cisaillement

L'équation d'équilibre s'écrit sous la forme :

$$\sum T(\text{Couple de torsion}) = - T + \left(T + \frac{\partial T}{\partial x} dx\right) = \frac{\partial T}{\partial x} dx$$

On a :

$$d\theta = \frac{T dx}{I_p \cdot G}; \quad \frac{\partial T}{\partial x} = I_p \cdot G \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad \text{et} \quad \frac{\partial T}{\partial x} = \rho I_p \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}$$

$$\frac{\partial T}{\partial x} = \rho I_p \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = I_p \cdot G \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2}$$

Posons :

$$V_s^2 = \frac{G}{\rho}$$

Où,

V_s : est la vitesse de cisaillement.

On obtient l'équation :

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad (IV.2)$$

La solution générale de l'équation (2) obtenue sous la forme :

$$\theta(x,t) = (A \cdot \sin \omega \sqrt{\frac{\rho}{G}}x + B \cdot \cos \omega \sqrt{\frac{\rho}{G}}x) (C \sin \omega t + D \cos \omega t).$$

IV.4. Equation des unidimensionnelles-cas d'un cite :

IV.4.1. Position de problème et équation de mouvement :

Actuellement, il existe différentes procédures pour la détermination des tassements de fondations de formes quelconques soumises à une sollicitation harmonique (force ou moment). Une procédure donnée est plus ou moins bien adaptée à la solution d'un problème, et il n'existe pas de méthode de résolution universelle, quelle que soit la forme de la fondation, son enfoncement dans le sol, sa fréquence d'excitation, on distingue :

- Les solutions obtenues à partir d'une formulation continue conduisant à des solutions analytiques ou semi-analytiques,
- Les solutions obtenues à partir d'une formulation discrétisée du problème ; méthodes des éléments finis et plus rarement les méthodes des équations intégrales aux frontières (la méthode des éléments de frontières).
- Les solutions expérimentales, qui constituent un apport non négligeable pour une meilleure approche des lois de comportement, ainsi que la proposition des formules empiriques.

Les méthodes d'analyses actuelles tendent à tenir compte d'une façon rationnelle de l'interaction sol-structure dans la détermination de la réponse des fondations soumise à des charges dynamiques.

Chapitre IV : Réponse dynamique de système sol-tunnel-fondation "Modèle de Cône avec la méthode de convergence confinement"

Dans ce chapitre on présente les principes fondamentaux de l'approche unidimensionnelle de la résistance des matériaux (forces-rigidité-déplacements) pour des barres et des poutres coniques. On explique les concepts clés de propagation des ondes dans des cônes. On fournit un aperçu de la procédure de calcul pour déterminer la réponse dynamique d'une fondation intégrée dans un demi-espace stratifié. Les aspects Choisis sont illustrés dans un certain détail, fournissant des formules développées surtout dans le domaine de temps. Cela permet de calculer les fonctions impédances en mode de translation verticale et horizontale. Les résultats obtenus sont présentés en fonction de la fréquence, la hauteur de la couche de sol et la géométrie de fondation.

Considérons un site constitué de plusieurs couches supportées par demi-espace (half space)(Figure IV.4.).

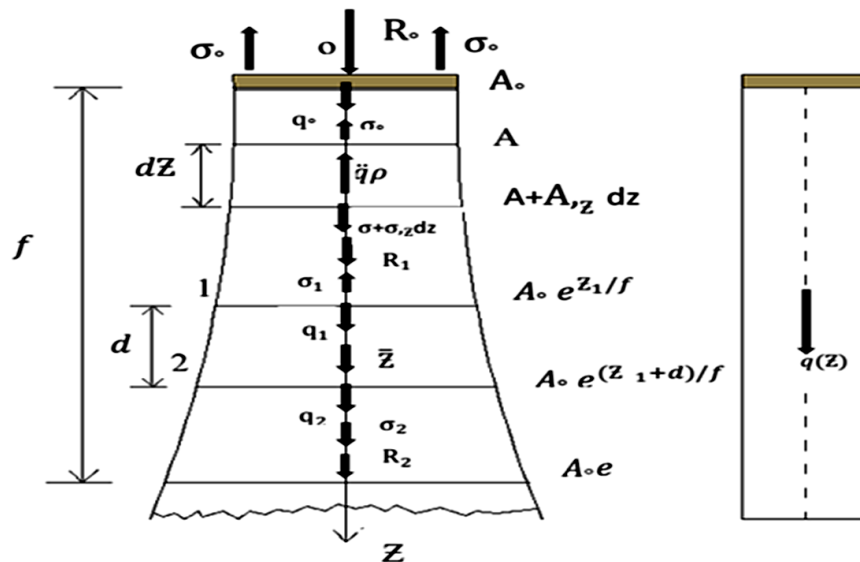


Figure IV.4. Modèle de barre : section exponentielle

L'effet d'amortissement est négligeable. Au point de contrôle sur la surface libre, le mouvement vertical enregistré est q_0 . Pour déterminer le déplacement $q(z, t)$ à une profondeur z , on adopte pour la colonne de sol le modèle de barre prismatique. On dispose à la surface libre du site une base rigide, sans masse, d'aire, A_0 .

Les coefficients de la matrice de rigidité dynamique $[S_{00}]$ du sol infini reliant la valeur de la base rigide du déplacement vertical q_0 et de la valeur de la force verticale R_0 .

$$R_0 = [S_{00}] \cdot q_0 \quad (IV.3)$$

Chapitre IV : Réponse dynamique de système sol-tunnel-fondation "Modèle de Cône avec la méthode de convergence confinement"

Sachant que la section est verticale avec la profondeur, $\mathbf{A}(z)=\mathbf{A}_0 e^{z/f}$

Au point de contrôle O est imposée une force harmonique :

$$\mathbf{R}_0(t)=\bar{\mathbf{R}}_0 \cdot e^{i\omega t} \quad (\text{IV.4})$$

Avec:

$\bar{\mathbf{R}}_0$: Amplitude complexe de l'excitation

ω : Fréquence de l'excitation

Cherchons la réponse $q(z,t)$ sous la forme :

$$\mathbf{q}(z,t)=\bar{\mathbf{q}}(z) \cdot e^{i\omega t}$$

Où,

$\bar{\mathbf{q}}(z)$ est l'amplitude complexe de la réponse.

On a alors :

$$\dot{\mathbf{q}}(z,t)=i\omega\bar{\mathbf{q}}(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (\text{IV.5})$$

$$\ddot{\mathbf{q}}(z,t)=-\omega^2\bar{\mathbf{q}}(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (\text{IV.6})$$

Ecrivons l'équilibre dynamique d'un élément infinitésimal dz .

$$(\sigma + \sigma_{,z}dz)(A + A_{,z}dz) - \sigma A - \ddot{q} \cdot \rho \left(A + \frac{1}{2} A_{,z} dz \right) \cdot dz = 0 \quad (\text{IV.7})$$

$$\sigma \cdot A + \sigma_{,z} A_{,z} dz + \sigma_{,z} A dz + \sigma_{,z} A_{,z} dz^2 - \sigma A + \omega^2 \bar{q}(z) \cdot e^{i\omega t} \rho \left(A + \frac{1}{2} A_{,z} dz^2 \right) \cdot dz = 0$$

Soit, en négligeant les termes en dz^2 et en simplifiant par dz .

$$\sigma_{,z} A + \sigma_{,z} A + \omega^2 \rho A \bar{q}(z) \cdot e^{i\omega t} = 0 \quad (\text{IV.8})$$

L'équation de comportement s'écrit dans le cas unidimensionnel (Théorie de la résistance des matériaux pour une barre) :

$$\sigma(z, t) = E \cdot \varepsilon(z, t) = E q_{,z}$$

Soit,
$$\sigma(z, t) = E \bar{q}_{,z} e^{i\omega t}$$

Chapitre IV : Réponse dynamique de système sol-tunnel-fondation "Modèle de Cône avec la méthode de convergence confinement"

En rapportant dans l'équation dynamique (IV.8), on obtient:

$$E A_{,z} \cdot \bar{q}_{,z} e^{i\omega t} + E A \bar{q}_{,zz} e^{i\omega t} + \omega^2 \rho A \bar{q}(z) e^{i\omega t} = 0 \quad (\text{IV.9})$$

Soit, en omettant le terme $e^{i\omega t}$ et en divisant par $A \cdot E$:

$$\bar{q}_{,zz} + \frac{A_{,z}}{A} \bar{q}_{,z} + \omega^2 \frac{\rho}{E} \bar{q}(z) = 0 \quad (\text{IV.10})$$

Posons : $C_p^2 = \frac{E}{\rho}$; $\bar{q}_{,zz} + \frac{A_{,z}}{A} \bar{q}_{,z} + \frac{\omega^2}{C_p^2} \bar{q}(z) = 0$

Supposons que la section A varié avec la profondeur z sous la forme exponentielle :

$$A(z) = A_0 e^{z/f}$$

A_0 : est la section pour $z = 0$ (au point de contrôle O).

f : est la profondeur pour laquelle $A = A_0 e^{-1}$, ($A \cong 0,37 \cdot A_0$)

On a alors :

$$A_{,z} = \frac{1}{f} A_0 e^{z/f} = \frac{1}{f} A(z) ; \quad \frac{A_{,z}}{A} = \frac{1}{f}$$

Posons, $a_0 = \frac{\omega f}{C_p}$; a_0 fréquence adimensionnelle.

a_0 est sans dimension car :

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} = \left[\frac{N}{m \cdot Kg} \right]^{1/2} = \left[\frac{Kg \cdot m}{s^2 \cdot m \cdot Kg} \right]^{1/2} = [s^{-1}] ; f = [m] ; C_p = [m \cdot s^{-1}]$$

$$a_0 = \frac{\omega f}{C_p} = [s \cdot m^{-1} \cdot m \cdot s^{-1}] \text{ sans dimension.}$$

L'équation de mouvement devient :

$$\bar{q}_{,zz} + \frac{1}{f} \bar{q}_{,z} + \frac{a_0^2}{f^2} \bar{q}(z) = 0 \quad (\text{IV.11})$$

Remarque :

Pour $f \rightarrow \infty$; $A(z) = A_0 = \text{constante}$, (barre prismatique de section constante)

On retrouve l'équation d'onde unidimensionnelle classique :

$$\bar{q}_{,zz} + \frac{\omega^2}{C_p^2} \bar{q}(z) = 0 \quad (\text{IV.12})$$

Pour résoudre l'équation dans le cas général (f finie), cherchons la solution sous la forme :

$$\bar{q} = e^{i\gamma z} \quad (\text{i.e } q(z,t) = e^{i\gamma z} \cdot e^{i\omega t} = \bar{q} \cdot e^{i\omega t})$$

On substituant dans l'équation de mouvement, on obtient l'équation caractéristique :

$$\bar{q}_{,z} = i\gamma e^{i\gamma z} = i\gamma \bar{q}$$

$$\bar{q}_{,zz} = -\gamma^2 e^{i\gamma z} = -\gamma^2 \bar{q}$$

$$-\gamma^2 \bar{q} + \frac{1}{f} i\gamma \bar{q} + \frac{a_0^2}{f^2} \bar{q} = 0$$

Cette équation admet les solutions :

$$\gamma_1 = \frac{i}{2f} + i \frac{\sqrt{1-4a_0^2}}{2f} ; i\gamma_1 = -\frac{1}{2f} (1 + \sqrt{1-4a_0^2})$$

$$\gamma_2 = \frac{i}{2f} - i \frac{\sqrt{1-4a_0^2}}{2f} ; i\gamma_2 = -\frac{1}{2f} (1 - \sqrt{1-4a_0^2})$$

D'où l'expression générale de l'amplitude complexe du déplacement :

$$\bar{q}(z) = a e^{i\gamma_1 z} + b e^{i\gamma_2 z} \quad (\text{IV.13})$$

$$\bar{q}(z) = a e^{\left(-\frac{1+\sqrt{1-4a_0^2}}{2f}\right)z} + b e^{\left(-\frac{1-\sqrt{1-4a_0^2}}{2f}\right)z} \quad (\text{IV.14})$$

Où a et b sont des constantes d'intégration.

Type d'ondes :

Comme l'amortissement est négligeable, C_p et a_0 sont réels.

Pour $1-4a_0^2 \geq 0$; i.e $a_0 \leq 0.5 \rightarrow \omega \leq 0.5$

Chapitre IV : Réponse dynamique de système sol-tunnel-fondation "Modèle de Cône avec la méthode de convergence confinement"

$$a_0 = \frac{\omega f}{c_p} \leq 0.5 \rightarrow \omega \leq \frac{0.5 c_p}{f}$$

$$\rightarrow i\gamma_1 < 0; i\gamma_2 < 0$$

$$\bar{q}(z) = \frac{a}{e^{\left(\frac{1+\sqrt{1-4a_0^2}}{2f}\right)z}} + \frac{b}{e^{\left(\frac{1-\sqrt{1-4a_0^2}}{2f}\right)z}} \quad (\text{IV.15})$$

Cette expression ne correspond pas à une onde suivant l'axe **oz**.

Le mouvement diminue lorsque la profondeur augmente.

Pour de plus hautes fréquences (fréquences élevées), $a_0 > 0.5$ (i.e. $\omega > \frac{0.5 c_p}{f}$)

L'amplitude de la réponse s'écrit :

$$\bar{q}(z) = a e^{-z/2f} e^{(-i \sqrt{4a_0^2-1}) z/2f} + b e^{-z/2f} e^{(+i \sqrt{4a_0^2-1}) z/2f} \quad (\text{IV.16})$$

Posons :

$$\frac{\sqrt{4a_0^2-1}}{2f} = \frac{\omega}{C}; \quad C : \text{la vitesse de phase (The phase vélocité), } a_0 = \frac{\omega f}{c_p}$$

$$\text{i.e. } C = \frac{2\omega f}{\sqrt{4a_0^2-1}} = \frac{2fa_0 c_p}{f \sqrt{4a_0^2-1}} = \frac{2a_0 c_p}{\sqrt{4a_0^2-1}}$$

On a donc :

$$\bar{q}(z) = a e^{-z/2f} e^{-i\omega z/C} + b e^{-z/2f} e^{+i\omega z/C} \quad (\text{IV.17})$$

Interprétons cette dernière expression, la réponse $q(z,t)$ est harmonique et s'écrit :

$$q(z,t) = \bar{q}(z) e^{i\omega t}$$

Soit,

$$q(z,t) = [a e^{-z/2f} e^{-i\omega z/c} + b e^{-z/2f} e^{i\omega z/c}] e^{i\omega t}$$

$$q(z,t) = [a e^{-z/2f} e^{i\omega(t-z/c)} + b e^{-z/2f} e^{i\omega(t+z/c)}]$$

$q(z,t)$ est donc de la forme :

$$q(z,t) = f\left(t - \frac{z}{c}\right) + g\left(t + \frac{z}{c}\right) \quad (IV.18)$$

L'expression $q(z,t) = f\left(t - \frac{z}{c}\right)$ représente une onde qui se propage dans la direction $z > 0$ avec la vitesse apparente C . Pour mettre en évidence le phénomène de propagation, considérons deux instants t_1 et $t_1 + T$

Et comparons pour ces deux instants l'évolution de \mathbf{q} suivant \mathbf{z} (figure IV.5.).

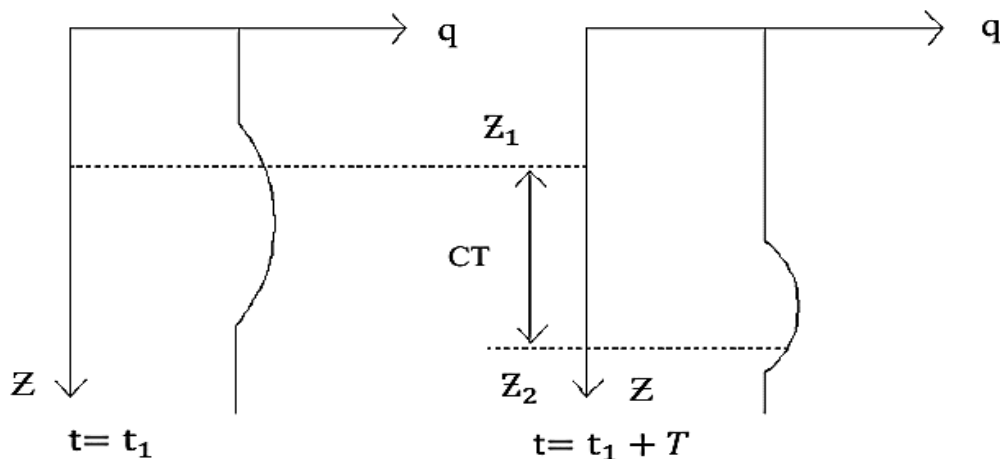


Figure IV.5. Onde propageant dans la direction z

On a :

$$q(z_1, t_1) = f\left(t_1 - \frac{z_1}{c}\right) \text{ au point } z_1 \quad (IV.19)$$

Et,

$$q(z_1 + cT, t_1 + T) = f\left(t_1 + T - \frac{(z_1 + cT)}{c}\right) = f\left(t_1 - \frac{z_1}{c}\right) = q(z_1, t_1) \quad (IV.20)$$

Chapitre IV : Réponse dynamique de système sol-tunnel-fondation "Modèle de Cône avec la méthode de convergence confinement"

On voit alors que l'information $f(t_1 - \frac{z_1}{c})$ ressentie en z_1 à l'instant t_1 arrive en z_2 à l'instant $t = t_1 + T$ après avoir parcouru la distance $z_2 - z_1 = cT$ dans le sens $z > 0$.

De la même façon, une expression de la forme :

$q(z,t) = f(t + \frac{z}{c})$ représente une onde entrante (incoming wave) qui se propage dans le sens $z < 0$ avec la vitesse apparente C . Donc l'expression :

$$q(z,t) = a e^{-z/2f} e^{i\omega(t-z/C)} \quad (IV.21)$$

Représente une onde qui se propage suivant $z > 0$ avec la vitesse C . Cette onde est diminuée à cause du facteur $e^{-z/2f}$.

En d'autres termes l'information $q(z_1, t_1)$ ressentie au temps t_1 en z_1 est ressentie $z_2 = z_1 + cT$ à l'instant $t = t_1 + T$ avec une amplitude réduite par le facteur $e^{-z_2/2f}$ en effet :

$$q(z_1, t_1) = a e^{-z_1/2f} e^{i\omega(t_1 - z_1/C)} \quad (IV.22)$$

Pour

$$z_2 = z_1 + cT ; t_2 = t_1 + T$$

On a,

$$q(z_2, t_2) = a e^{-z_2/2f} e^{i\omega(t_2 - z_2/C)} = a e^{-z_1/2f} e^{-cT/2f} \cdot e^{i\omega(t_1 - z_1/C)} \quad (IV.23)$$

D'où,

$$\frac{q(z_1, t_1)}{q(z_2, t_2)} = e^{cT/2f} \text{ qui est le facteur d'atténuation.}$$

Noter que lorsque $z \rightarrow \infty$ l'amplitude de l'onde tendent vers zéro.

L'onde est harmonique, fréquence ω . L'information ressentie au point z à l'instant t sera nouveau ressentie (avec amplitude en absence d'amortissement à $t + \frac{2\pi}{\omega}$).

Dans l'expression de la réponse $q(z, t)$:

Le premier terme représente une onde qui part dans la direction positive de z ($z > 0$) avec la vitesse apparente ($C = C_a$).

L'amplitude de l'onde qui vaut a pour $z = 0$ diminue exponentiellement avec la profondeur $e^{-z_1/2f}$.

De manière analogue, le seconde terme d'amplitude b pour $z = 0$ représente une onde atténuée par le même facteur que la première et se propage avec la même vitesse spécifique C donné par :

$$C = \frac{2 \omega f}{\sqrt{4a_0^2 - 1}} \quad (\text{amortissement nul}).$$

Si on considère alors une onde générée par deux excitation de fréquences différentes, une telle onde se décompose en de parties qui se propageant avec des célérités différentes. Au fur et à mesure que l'onde se propage, les deux mouvements deviennent de plus en plus distendue (déformée). le mouvement est alors dit : *dispersif*

Pour $a_0 = 0.5$ (i.e. $\omega = \frac{C_p}{2f}$) ; $C = \frac{2 \omega f}{\sqrt{4a_0^2 - 1}} = \frac{2 \omega f}{0} \rightarrow \infty$ donc $C \rightarrow \infty$.

En augmentant ω , C décroît et tend vers C_p pour $\omega \rightarrow \infty$.

$$C = \frac{2a_0 C_p}{\sqrt{4a_0^2 - 1}} = \frac{2a_0 C_p}{2a_0 \sqrt{1 - \frac{1}{4a_0^2}}} \rightarrow C_p$$

Cas particulier :

Barre prismatique (section constante), dans ce cas particulier :

$f \rightarrow \infty$, ($A = A_0 = \text{constant}$) et $a_0 \rightarrow \infty$; $C = C_p$, on donc :

$$q(z, t) = [a e^{i\omega(t - z/C_p)} + b e^{i\omega(t + z/C_p)}] \quad (\text{IV.24})$$

Donc, quel que soit ω , le mouvement se propage avec la vitesse C_p ($C = C_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$) indépendante de la fréquence, il n'y a pas de dispersion et pas d'atténuation en fonction de la profondeur.

IV.4.2 réponse dynamique d'une couche de sol

Considérons un élément de barre de longueur « d » représentant une couche de sol homogène et déterminant sa matrice de rigidité dynamique (Figure IV.6). Cette couche de sol supporte à sa surface libre une fondation rigide et à une profondeur d, une galerie rectangulaire rigide. Cette approximation nous a conduites à la détermination de la relation entre les déplacements des fondations et ceux de tunnel.

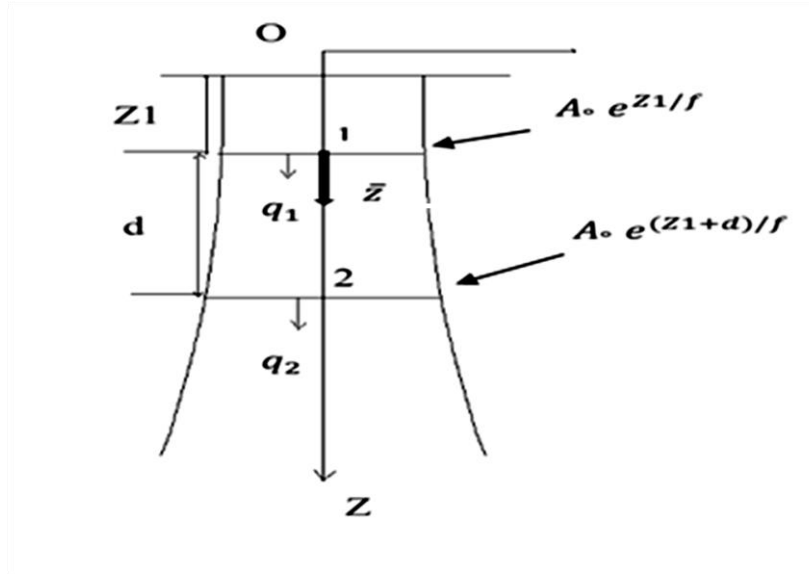


Figure IV.6. Elément de barre (couche de sol homogène)

\bar{z} Axe local de l'élément de barre : origine au nœud 1 ($\bar{z} = z - z_1$)

La matrice de rigidité dynamique « S » de l'élément est définie par :

$$\mathbf{S} * \bar{\mathbf{q}} = \bar{\mathbf{R}}$$

$$\begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} \\ S_{21} & S_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{q}_1 \\ \bar{q}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{R}_1 \\ \bar{R}_2 \end{Bmatrix}$$

\bar{q}_1, \bar{q}_2 : Amplitudes complexes des déplacements aux 1et2.

\bar{R}_1, \bar{R}_2 : Amplitudes complexes des forces nodales.

$$\bar{\sigma} = E \bar{q}_{,z} ; \quad \bar{q} = a e^{i\gamma_1 z} + b e^{i\gamma_2 z}$$

$$\bar{\sigma} = E (a e^{i\gamma_1 z} + b e^{i\gamma_2 z})_{,z} = ia E \gamma_1 e^{i\gamma_1 z} + ib E \gamma_2 e^{i\gamma_2 z}$$

$$\bar{q}(\bar{z}=0) = \bar{q}_1 ; \quad \bar{\sigma}(\bar{z}=0) = \bar{\sigma}_1$$

$$\bar{q}(\bar{z}=d) = \bar{q}_2 ; \quad \bar{\sigma}(\bar{z}=d) = \bar{\sigma}_2$$

Les amplitudes des forces nodales sont:

$$\bar{R}_1 = -\bar{\sigma}_1 A_0 e^{z_1/f} ; \quad \bar{R}_2 = \bar{\sigma}_2 A_0 e^{(z_1+d)/f} \quad (IV.25)$$

On utilisant l'axe local \bar{z} :

Chapitre IV : Réponse dynamique de système sol-tunnel-fondation "Modèle de Cône avec la méthode de convergence confinement"

$$\bar{q}(\bar{z}) = \bar{a}e^{i\gamma_1\bar{z}} + \bar{b}e^{i\gamma_2\bar{z}} \rightarrow \text{champs de déplacement.}$$

On a donc:

$$(a) \dots \dots \dots \begin{cases} \bar{q}_1 = \bar{q}(0) = \bar{a} + \bar{b} \\ \bar{q}_2 = \bar{q}(d) = \bar{a}e^{i\gamma_1 d} + \bar{b}e^{i\gamma_2 d} \end{cases} \quad (IV.26)$$

$$\bar{q}_{,\bar{z}} = i\bar{a}\gamma_1 e^{i\gamma_1\bar{z}} + i\bar{b}\gamma_2 e^{i\gamma_2\bar{z}}$$

$$(b) \dots \dots \dots \begin{cases} \bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}(0) = iE\bar{a}\gamma_1 + iE\bar{b}\gamma_2 \\ \bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}(d) = iE\bar{a}\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} + iE\bar{b}\gamma_2 e^{i\gamma_2 d} \end{cases} \quad (IV.27)$$

D'où les amplitudes des forces nodales :

$$\bar{R}_1 = -\bar{\sigma}_1 A_0 e^{z_1/f}$$

$$\bar{R}_1 = -(iE\bar{a}\gamma_1 + iE\bar{b}\gamma_2) A_0 e^{z_1/f} \quad (IV.28)$$

$$\bar{R}_2 = \bar{\sigma}_2 A_0 e^{(z_1+d)/f}$$

$$\bar{R}_2 = (iE\bar{a}\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} + iE\bar{b}\gamma_2 e^{i\gamma_2 d}) A_0 e^{(z_1+d)/f} \quad (IV.29)$$

À partir des équations (a):

$$-\bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d} = -\bar{a}e^{i\gamma_1 d} - \bar{b}e^{i\gamma_1 d}$$

$$\bar{q}_2 = \bar{q}(d) = \bar{a}e^{i\gamma_1 d} + \bar{b}e^{i\gamma_2 d}$$

$$\bar{q}_2 - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d} = \bar{b}(e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d})$$

$$\bar{b} = \frac{\bar{q}_2 - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}}$$

$$\bar{a} = \bar{q}_1 - \bar{b} = \bar{q}_1 - \frac{\bar{q}_2 - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} = \frac{\bar{q}_1 e^{i\gamma_2 d} - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d} - \bar{q}_2 + \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}}$$

$$\bar{a} = \frac{\bar{q}_1 e^{i\gamma_2 d} - \bar{q}_2}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}}$$

En conclusion:

$$\bar{a} = \frac{\bar{q}_1 e^{i\gamma_2 d} - \bar{q}_2}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}}, \quad \bar{b} = \frac{\bar{q}_2 - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}}$$

En utilisant \bar{a} et \bar{b} dans les expressions de \bar{R}_1 et \bar{R}_2 on obtient:

$$\bar{R}_1 = -iEA_0(\bar{a}\gamma_1 + \bar{b}\gamma_2) e^{z_1/f}$$

$$\begin{aligned}\bar{\mathbf{R}}_1 &= -iEA_0 \left(\gamma_1 \frac{\bar{q}_1 e^{i\gamma_2 d} - \bar{q}_2}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} + \gamma_2 \frac{\bar{q}_2 - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \right) e^{Z_1/f} \\ \bar{\mathbf{R}}_1 &= \frac{-iEA_0}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\gamma_1 (\bar{q}_1 e^{i\gamma_2 d} - \bar{q}_2) + \gamma_2 (\bar{q}_2 - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d}) \right] e^{Z_1/f} \\ \bar{\mathbf{R}}_1 &= \frac{-iEA_0}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\gamma_1 \bar{q}_1 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_1 \bar{q}_2 + \gamma_2 \bar{q}_2 - \gamma_2 \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d} \right] e^{Z_1/f} \\ \bar{\mathbf{R}}_1 &= \frac{-iEA_0}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\bar{q}_1 (\gamma_1 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_2 e^{i\gamma_1 d}) + \bar{q}_2 (\gamma_2 - \gamma_1) \right] e^{Z_1/f} \\ \bar{\mathbf{R}}_1 &= \frac{iEA_0}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} \left[\bar{q}_1 (\gamma_1 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_2 e^{i\gamma_1 d}) + \bar{q}_2 (\gamma_2 - \gamma_1) \right] e^{Z_1/f} \quad (IV.30)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{\mathbf{R}}_2 &= iEA_0 \left[\gamma_1 \bar{a} e^{i\gamma_1 d} + \gamma_2 \bar{b} e^{i\gamma_2 d} \right] e^{\frac{Z_1+d}{f}} \\ \bar{\mathbf{R}}_2 &= \frac{iEA_0}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\gamma_1 (\bar{q}_1 e^{i\gamma_2 d} - \bar{q}_2) e^{i\gamma_1 d} + \gamma_2 (\bar{q}_2 - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d}) e^{i\gamma_2 d} \right] e^{\frac{Z_1+d}{f}} \\ \bar{\mathbf{R}}_2 &= \frac{iEA_0}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\gamma_1 \bar{q}_1 e^{id(\gamma_2 + \gamma_1)} - \gamma_1 \bar{q}_2 e^{i\gamma_1 d} + \gamma_2 \bar{q}_2 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_2 \bar{q}_1 e^{id(\gamma_2 + \gamma_1)} \right] e^{\frac{Z_1+d}{f}} \\ \bar{\mathbf{R}}_2 &= \frac{iEA_0}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\bar{q}_1 (\gamma_1 e^{id(\gamma_2 + \gamma_1)} - \gamma_2 e^{id(\gamma_2 + \gamma_1)}) + \bar{q}_2 (\gamma_2 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_1 e^{i\gamma_1 d}) \right] e^{\frac{Z_1+d}{f}} \quad (IV.31)\end{aligned}$$

Noter que :

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= \frac{i}{2f} + i \sqrt{\frac{1-4a_0^2}{2f}} \quad ; \quad i\gamma_1 = -\frac{1}{2f} (1 + \sqrt{1-4a_0^2}) \\ \gamma_2 &= \frac{i}{2f} - i \sqrt{\frac{1-4a_0^2}{2f}} \quad ; \quad i\gamma_2 = -\frac{1}{2f} (1 - \sqrt{1-4a_0^2}) \\ i(\gamma_1 + \gamma_2) &= -\frac{1}{f}\end{aligned}$$

On a donc:

$$\begin{aligned}\bar{\mathbf{R}}_2 &= \frac{iEA_0 e^{\frac{Z_1}{f}}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\bar{q}_1 (\gamma_1 e^{-\frac{d}{f}} - \gamma_2 e^{-\frac{d}{f}}) + \bar{q}_2 (\gamma_2 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_1 e^{i\gamma_1 d}) \right] e^{\frac{d}{f}} \\ \bar{\mathbf{R}}_2 &= \frac{iEA_0 e^{\frac{Z_1}{f}}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\bar{q}_1 (\gamma_1 e^{-\frac{d}{f}} - \gamma_2 e^{-\frac{d}{f}}) + \bar{q}_2 (\gamma_2 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_1 e^{i\gamma_1 d}) \right] e^{\frac{d}{f}} \\ \bar{\mathbf{R}}_2 &= \frac{iEA_0 e^{\frac{Z_1}{f}}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\bar{q}_1 (\gamma_1 - \gamma_2) + \bar{q}_2 (\gamma_2 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_1 e^{i\gamma_1 d}) \right] e^{\frac{d}{f}} \\ \bar{\mathbf{R}}_2 &= \frac{iEA_0 e^{\frac{Z_1}{f}}}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} \left[\bar{q}_1 (\gamma_2 - \gamma_1) + \bar{q}_2 (\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} - \gamma_2 e^{i\gamma_2 d}) \right] e^{\frac{d}{f}} \quad (IV.32)\end{aligned}$$

On a alors :

$$\begin{Bmatrix} \bar{R}_1 \\ \bar{R}_2 \end{Bmatrix} = \frac{iEA_0 e^{\frac{z_1}{f}}}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} \begin{bmatrix} (\gamma_1 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_2 e^{i\gamma_1 d}) & (\gamma_2 - \gamma_1) \\ (\gamma_2 - \gamma_1) & (\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} - \gamma_2 e^{i\gamma_2 d}) e^{\frac{d}{f}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{q}_1 \\ \bar{q}_2 \end{Bmatrix} \quad (IV.33)$$

$$\begin{Bmatrix} \bar{R}_1 \\ \bar{R}_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} \\ S_{21} & S_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{q}_1 \\ \bar{q}_2 \end{Bmatrix}$$

D'où l'identification des coefficients de la Matrice de Rigidité dynamique S.

On pose:

$$S = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} \\ S_{21} & S_{22} \end{bmatrix} = E A_0 \frac{e^{z_1/f}}{f} \begin{bmatrix} \bar{S}_{11} & \bar{S}_{12} \\ \bar{S}_{21} & \bar{S}_{22} \end{bmatrix} \quad (IV.34)$$

Cette définition permet d'utiliser les coefficients \bar{S}_{11} ; \bar{S}_{12} ; \bar{S}_{21} ; et \bar{S}_{22} qui sont adimensionnels le facteur

$EA_0 \frac{e^{z_1/f}}{f}$ définit la rigidité statique au nœud pour une barre.

On obtient par identification les \bar{S}_{ij} ; $i, j = 1, 2$

$$\bar{S}_{11} = \frac{if}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [\gamma_1 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_2 e^{i\gamma_1 d}] \quad (IV.35)$$

$$\bar{S}_{12} = \bar{S}_{21} = \frac{if}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [\gamma_2 - \gamma_1] \quad (IV.36)$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{if}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [(\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} - \gamma_2 e^{i\gamma_2 d}) e^{d/f}] \quad (IV.37)$$

On a:

$$\bar{S}_{11} = \frac{f}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [i\gamma_1 e^{i\gamma_2 d} - i\gamma_2 e^{i\gamma_1 d}]$$

Pour $a_0 \leq 0.5$

$$\gamma_1 = \frac{i}{2f} + i \frac{\sqrt{1-4a_0^2}}{2f}; i\gamma_1 = -\frac{1}{2f} (1 + \sqrt{1-4a_0^2})$$

$$\gamma_2 = \frac{i}{2f} - i \frac{\sqrt{1-4a_0^2}}{2f}; i\gamma_2 = -\frac{1}{2f} (1 - \sqrt{1-4a_0^2})$$

On pose: $\beta = \sqrt{1-4a_0^2}$

$$\bar{S}_{11} = \frac{f}{e^{-\frac{(1+\beta)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-\beta)d}{2f}}} \left[-\frac{(1+\beta)}{2f} e^{-\frac{(1-\beta)d}{2f}} + \frac{(1-\beta)}{2f} e^{-\frac{(1+\beta)d}{2f}} \right]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{\frac{f}{2f}}{e^{-\frac{d}{2f}} \left[e^{-\frac{\beta d}{2f}} - e^{\frac{\beta d}{2f}} \right]} \left[e^{-\frac{d}{2f}} \left[-(1+\beta)e^{\frac{\beta d}{2f}} + (1-\beta)e^{-\frac{\beta d}{2f}} \right] \right]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{1}{2} \frac{1}{e^{-\frac{\beta d}{2f}} - e^{\frac{\beta d}{2f}}} \left[-(1+\beta)e^{\frac{\beta d}{2f}} + (1-\beta)e^{-\frac{\beta d}{2f}} \right]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\beta(e^{\frac{\beta d}{2f}} + e^{-\frac{\beta d}{2f}})}{e^{-\frac{\beta d}{2f}} - e^{\frac{\beta d}{2f}}} \right]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{1}{2} \left[1 + \beta \coth\left(\frac{d\beta}{2f}\right) \right]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{1}{2} \left[1 + \sqrt{1 - 4a_0^2} \coth\left(\frac{d}{2f} \sqrt{1 - 4a_0^2}\right) \right] \quad (IV.38)$$

Pour $a_0 > 0.5$ (propagation):

$$i\gamma_1 = -\frac{1}{2f} (1 + i\sqrt{4a_0^2 - 1})$$

$$i\gamma_2 = -\frac{1}{2f} (1 - i\sqrt{4a_0^2 - 1})$$

On pose: $A = \sqrt{4a_0^2 - 1}$

$$\bar{S}_{11} = \frac{f}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [i\gamma_1 e^{i\gamma_2 d} - i\gamma_2 e^{i\gamma_1 d}]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{f}{e^{-\frac{(1+iA)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-iA)d}{2f}}} \left[-\frac{(1+iA)}{2f} e^{-\frac{(1-iA)d}{2f}} + \frac{(1-iA)}{2f} e^{-\frac{(1+iA)d}{2f}} \right]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{1}{2} \left[1 + A \cotg\left(\frac{Ad}{2f}\right) \right]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{1}{2} \left[1 + \sqrt{4a_0^2 - 1} \cotg\left(\frac{d}{2f} \sqrt{4a_0^2 - 1}\right) \right] \quad (IV.39)$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{f}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [(i\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} - i\gamma_2 e^{i\gamma_2 d}) e^{d/f}]$$

Pour $a_0 \leq 0.5$:

$$\gamma_1 = \frac{i}{2f} + i \frac{\sqrt{1-4a_0^2}}{2f} ; i\gamma_1 = -\frac{1}{2f} (1 + \sqrt{1-4a_0^2})$$

$$\gamma_2 = \frac{i}{2f} - i \frac{\sqrt{1-4a_0^2}}{2f} ; i\gamma_2 = -\frac{1}{2f} (1 - \sqrt{1-4a_0^2})$$

On pose: $\beta = \sqrt{1 - 4a_0^2}$

$$\bar{S}_{22} = \frac{f}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [(i\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} - i\gamma_2 e^{i\gamma_2 d}) e^{d/f}]$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{f}{e^{-\frac{(1+\beta)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-\beta)d}{2f}}} \left[\left(-\frac{(1+\beta)}{2f} e^{-\frac{(1+\beta)d}{2f}} + \frac{(1-\beta)}{2f} e^{-\frac{(1-\beta)d}{2f}} \right) e^{d/f} \right]$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{\frac{f}{2f}}{e^{-\frac{d}{2f}} (e^{-\frac{d\beta}{2f}} - e^{\frac{d\beta}{2f}})} \left[\left(-\beta \left(e^{-\frac{d\beta}{2f}} + e^{\frac{d\beta}{2f}} \right) + e^{\frac{d\beta}{2f}} - e^{-\frac{d\beta}{2f}} \right) e^{d/f} \right] e^{-\frac{d}{2f}}$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{1}{2} \frac{e^{d/f}}{\left(e^{-\frac{d\beta}{2f}} - e^{\frac{d\beta}{2f}} \right)} \left[\left(-\beta \left(e^{-\frac{d\beta}{2f}} + e^{\frac{d\beta}{2f}} \right) + e^{\frac{d\beta}{2f}} - e^{-\frac{d\beta}{2f}} \right) \right] \frac{1}{2}$$

$$\bar{S}_{22} = -\frac{e^{d/f}}{2} \left[1 - \sqrt{1 - 4a_0^2} \coth\left(\frac{d}{2f} \sqrt{1 - 4a_0^2}\right) \right] \quad (IV.40)$$

Pour $a_0 > 0.5$:

$$i\gamma_1 = -\frac{1}{2f} (1 + i\sqrt{4a_0^2 - 1}) = -\frac{1}{2f} (1 + iA)$$

$$i\gamma_2 = -\frac{1}{2f} (1 - i\sqrt{4a_0^2 - 1}) = -\frac{1}{2f} (1 - iA)$$

On pose: $A = \sqrt{4a_0^2 - 1}$

$$\bar{S}_{22} = \frac{f}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [(i\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} - i\gamma_2 e^{i\gamma_2 d}) e^{d/f}]$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{f}{e^{-\frac{(1+iA)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-iA)d}{2f}}} \left[\left(-\frac{(1+iA)}{2f} e^{-\frac{(1+iA)d}{2f}} + \frac{(1-iA)}{2f} e^{-\frac{(1-iA)d}{2f}} \right) e^{d/f} \right]$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{\frac{f}{2f}}{e^{-\frac{d}{2f}} (e^{-\frac{idA}{2f}} - e^{\frac{idA}{2f}})} \left[\left(-iA \left(e^{-\frac{idA}{2f}} + e^{\frac{idA}{2f}} \right) + e^{\frac{idA}{2f}} - e^{-\frac{idA}{2f}} \right) e^{d/f} \right] e^{-\frac{d}{2f}}$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{1}{2} \frac{e^{d/f}}{\left(e^{-\frac{idA}{2f}} - e^{\frac{idA}{2f}} \right)} \left[\left(-iA \left(e^{-\frac{idA}{2f}} + e^{\frac{idA}{2f}} \right) + e^{\frac{idA}{2f}} - e^{-\frac{idA}{2f}} \right) \right]$$

$$\bar{S}_{22} = -\frac{e^{d/f}}{2} \left[1 - \sqrt{4a_0^2 - 1} \cotg\left(\frac{d}{2f} \sqrt{4a_0^2 - 1}\right) \right] \quad (IV.41)$$

$$\bar{S}_{12} = \bar{S}_{21} = \frac{if}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [\gamma_2 - \gamma_1]$$

Pour $a_0 \leq 0.5$

$$\gamma_1 = \frac{i}{2f} + i \frac{\sqrt{1-4a_0^2}}{2f}; \quad i\gamma_1 = -\frac{1}{2f}(1 + \sqrt{1-4a_0^2})$$

$$\gamma_2 = \frac{i}{2f} - i \frac{\sqrt{1-4a_0^2}}{2f}; \quad i\gamma_2 = -\frac{1}{2f}(1 - \sqrt{1-4a_0^2})$$

On pose: $\beta = \sqrt{1-4a_0^2}$

$$\bar{S}_{21} = \frac{f}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [i\gamma_2 - i\gamma_1]$$

$$\bar{S}_{21} = \frac{f}{e^{-\frac{(1+\beta)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-\beta)d}{2f}}} \left[-\frac{(1-\beta)}{2f} + \frac{(1+\beta)}{2f} \right]$$

$$\bar{S}_{21} = \left[\frac{\beta}{e^{-\frac{(1+\beta)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-\beta)d}{2f}}} \right]$$

$$\bar{S}_{21} = - \left[\frac{\frac{d}{\beta e^{2f}}}{e^{2f} - e^{-2f}} \right]$$

$$\bar{S}_{21} = -\frac{1}{2} \left[\frac{\frac{d}{\beta e^{2f}}}{\text{sh}\left(\frac{d}{2f}\right)} \right]$$

$$\bar{S}_{21} = -\frac{1}{2} \left[\frac{\frac{d}{e^{2f}} \sqrt{1-4a_0^2}}{\text{sh}\left(\frac{d}{2f}\right) \sqrt{1-4a_0^2}} \right] \quad (\text{IV.42})$$

Pour $a_0 > 0.5$ (propagation):

$$i\gamma_1 = -\frac{1}{2f}(1 + i\sqrt{4a_0^2 - 1}) = -\frac{1}{2f}(1 + iA)$$

$$i\gamma_2 = -\frac{1}{2f}(1 - i\sqrt{4a_0^2 - 1}) = -\frac{1}{2f}(1 - iA)$$

On pose: $A = \sqrt{4a_0^2 - 1}$

$$\bar{S}_{21} = \frac{f}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [i\gamma_2 - i\gamma_1]$$

$$i\gamma_1 = -\frac{1}{2f}(1 + i\sqrt{4a_0^2 - 1}), \quad i\gamma_2 = -\frac{1}{2f}(1 - i\sqrt{4a_0^2 - 1})$$

$$\bar{S}_{21} = \frac{f}{e^{-\frac{(1+iA)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-iA)d}{2f}}} \left[-\frac{(1-iA)}{2f} + \frac{(1+iA)}{2f} \right]$$

$$\bar{S}_{21} = \left[\frac{iA}{e^{-\frac{(1+iA)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-iA)d}{2f}}} \right] \bar{S}_{21} = - \left[\frac{iAe^{\frac{d}{2f}}}{e^{\frac{d}{2f}} - e^{-\frac{d}{2f}}} \right]$$

$$\bar{S}_{21} = -\frac{1}{2} \left[\frac{Ae^{\frac{d}{2f}}}{\sin\left(\frac{dA}{2f}\right)} \right] \bar{S}_{21} = -\frac{1}{2} \left[\frac{e^{\frac{d}{2f}} \sqrt{4a_0^2 - 1}}{\sin\left(\frac{d}{2f} \sqrt{4a_0^2 - 1}\right)} \right] \quad (IV.43)$$

IV.4.3. Effet d'excavation des tunnels sur la réponse dynamique de système tunnel-sol-fondation

IV.4.3.1 méthode convergence – confinement

La méthode convergence – confinement (Panet et Guellec, 1974) s'appuie sur la constatation que le champ de déformation obtenu à partir d'un calcul axisymétrique, dans une section perpendiculaire à l'axe du tunnel, est analogue à celui donné par un calcul plan, dans lequel la paroi du tunnel est soutenue par une pression fictive :

$$P = (1 - \lambda) \sigma_v \quad (IV.44)$$

σ_v : représentant la valeur de la contrainte naturelle en place, supposée uniforme et isotrope et λ : un coefficient compris entre 0 et 1 (figure IV.7). Ce résultat est valable à condition de se placer à une distance suffisante (de l'ordre de $R/2$) du front de taille du tunnel. Le coefficient λ , qui caractérise le degré de décompression derrière le front de taille, porte le nom de **taux de déconfinement**.

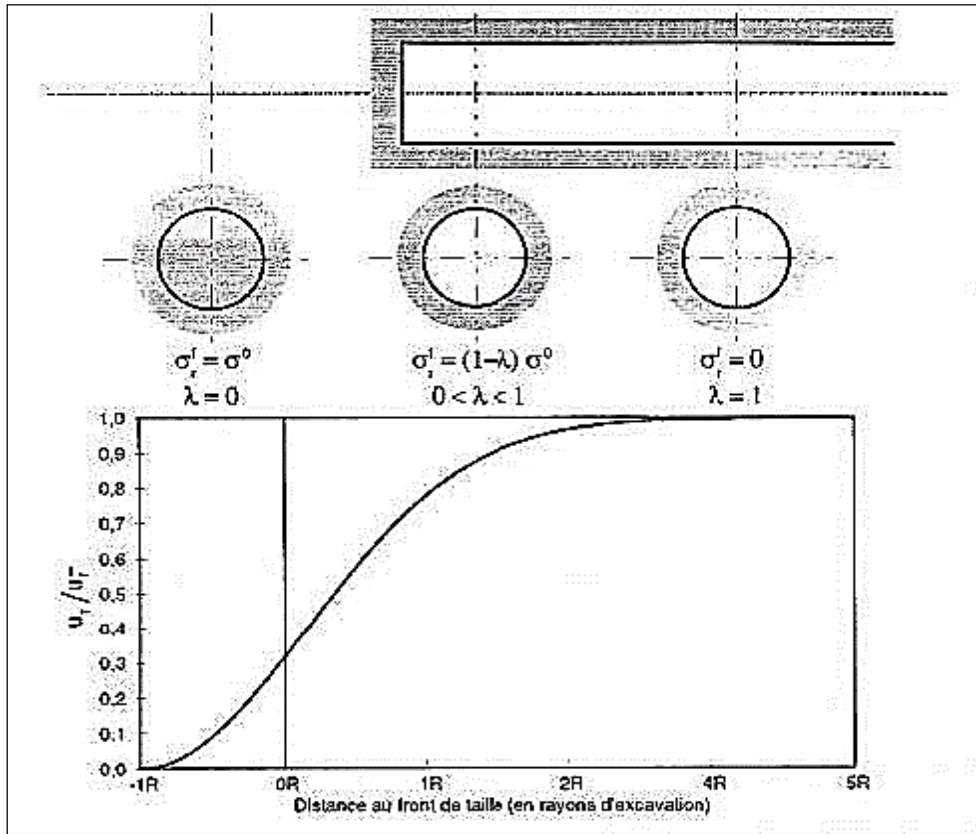


Figure IV.7 : Méthode convergence – confinement (d’après Panet et Guellec, 1974).

Partant de cette constatation, Panet et Guellec (1974) ont suggéré de prendre compte, en géométrie plane, l’effet stabilisant lié à la proximité du front de taille, en appliquant la pression σ_r^f sur la périphérie du tunnel. La progression du front de taille est alors simulée en faisant croître λ progressivement de la valeur 0, correspondant à l’état de contraintes initial, à la valeur 1, correspondant à l’état de déformation stabilisé derrière le front de taille. Dans le cas d’un comportement linéaire – élastique du terrain, cette valeur est atteinte à une distance de l’ordre de deux diamètres du front de taille.

Le comportement de l’ensemble terrain – soutènement (figure IV.8) est alors analysé dans un diagramme (σ_r^f, u_r) . La courbe de convergence (a) représente la réponse du terrain. L’activation du soutènement intervient à partir de sa mise en contact avec le terrain ; celle-ci se produit pour une valeur λ_d du taux de déconfinement. La mise en charge progressive du soutènement est représentée par la courbe (b), dite de confinement. Le point d’intersection entre les courbes (a) et (b) caractérise l’état d’équilibre du tunnel, et permet de déterminer, par simple lecture, la valeur du déplacement radial et de la pression finale au niveau du soutènement.

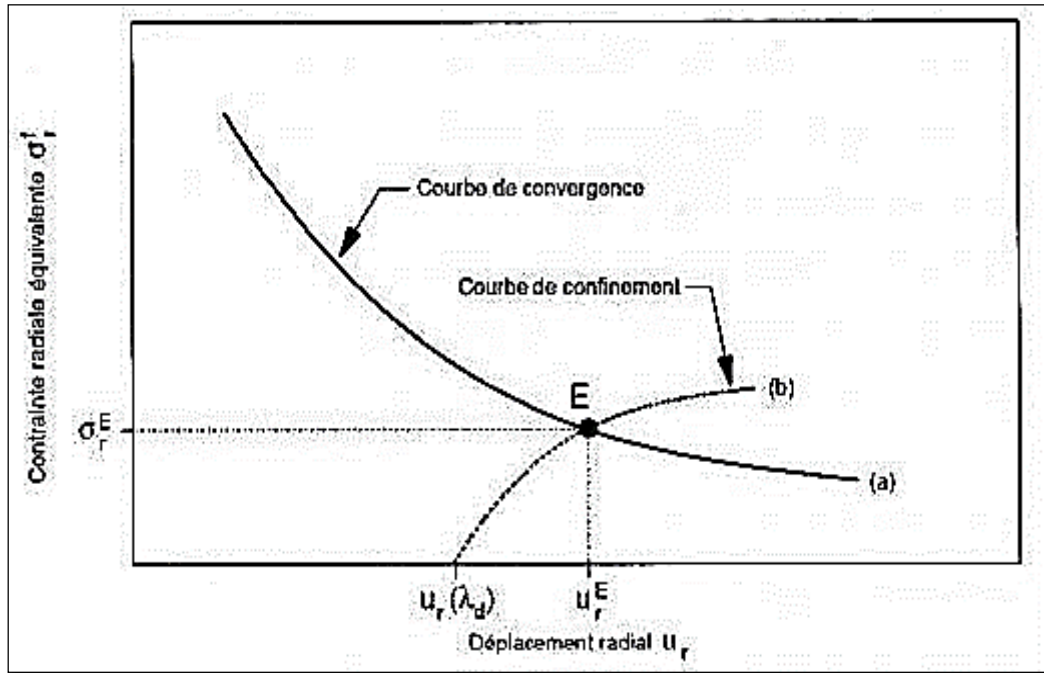


Figure IV.8 : Principe de la méthode convergence – confinement (Panet et Guellec, 1974).

La méthode, initialement mise au point dans le cas d'un tunnel circulaire creusé dans un terrain homogène et isotrope, a été étendue ultérieurement à d'autres types de conditions, et notamment à des cas de contraintes initiales anisotropes (Panet, 1986). Elle est couramment utilisée pour représenter la présence du front de taille dans des calculs bidimensionnels de tunnels par éléments finis.

IV.4.4. Présentation de l'approche analytique

Dans son calcul semi – analytique, Gysel (1987), il a considéré un état de contrainte initial anisotrope (K_0 différent de 1) et une distribution du chargement à l'interface terrain – revêtement elliptique. L'avantage de cette méthode est sa relative simplicité parce qu'elle peut être utilisée de façon similaire à la méthode des "courbes caractéristiques".

Si, maintenant, on désire réaliser la même approche en considérant un comportement dynamique du terrain, on est confronté au fait qu'aucune solution analytique explicite n'existe pour un état de contraintes initial anisotrope (K_0 différent de 1). Cependant, si on fait l'hypothèse d'un champ de contraintes initial isotrope, une solution analytique peut être déterminée pour l'état de contraintes après excavation.

Dans ce cas, on se replace dans les hypothèses habituelles de la méthode convergence – confinement (K_0 égal à 1, tunnel circulaire) en considérant un comportement élastoplastique du terrain.

IV.4.4.1 Définition du problème

On considère un tunnel profond circulaire de rayon R creusé dans un milieu isotrope (figure IV.9). Les contraintes initiales sont supposées isotropes et égales à σ_0 ; le tunnel est suffisamment profond pour qu'on puisse considérer qu'il est creusé dans un milieu où les contraintes sont uniformes.

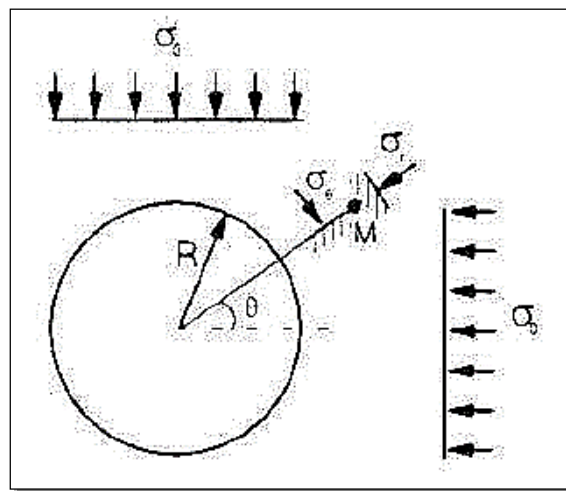


Figure IV.9 : Définition du problème

Le massif a un comportement élastique linéaire, caractérisé par les paramètres de Hooke (E, ν), dans un domaine limité par un critère de résistance maximale de type Mohr-Coulomb, caractérisé par les paramètres (c, φ), qu'on écrit sous la forme :

$$\sigma_1 = K_p \sigma_3 - \sigma_c ;$$

$$\text{Avec : } \sigma_c = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \text{ et } K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} ;$$

où σ_1 et σ_3 désignent les contraintes principales maximales et minimales, σ_c : la résistance en compression uniaxiale et K_p le coefficient de butée.

Milieu élastique

Si : $\sigma_0 < \frac{\sigma_c}{2}$, le creusement n'entraîne que des déformations élastiques. En coordonnées polaires, le déplacement radial u_r et les contraintes sont respectivement donnés par les expressions :

$$\text{➤ } u_r(r) = \lambda \frac{R^2 (1 + \nu)}{r E} \sigma_0 ;$$

$$\text{➤ } \sigma_r(r) = \left(1 - \lambda \frac{R^2}{r^2}\right) \sigma_0 = \sigma_3 ;$$

$$\text{➤ } \sigma_\theta(r) = \left(1 + \lambda \frac{R^2}{r^2}\right) \sigma_0 = \sigma_1 ;$$

$$\text{➤ } \sigma_y(r) = \sigma_0 = \sigma_2 .$$

Où : λ désigne le taux de déconfinement.

La théorie élastique linéaire de la distribution des contraintes autour des tunnels montre que la contrainte moyenne $\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}\right)$ est uniforme est égal à σ_0 et que, par contre, les contraintes déviatoriques ($= \sigma_1 + \sigma_3$) sont maximales sur les parois de l'excavation et décroissent dans le massif au fur et à mesure qu'on s'éloigne du tunnel. Par conséquent, les zones les plus sollicitées sont les bords de l'excavation.

Selon la méthode de convergence confinement et la réponse dynamique d'une couche de sol, l'équation des déplacements (q_1) et (q_2) en fonction de taux de déconfinement :

A la paroi du tunnel :

$$U_R = \lambda \frac{\sigma^0}{2G} R$$

$$\sigma_R = (1 - \lambda) \sigma^0$$

$$\sigma_\theta = (1 + \lambda) \sigma^0$$

$$q_2 = U_R = \lambda \frac{\sigma^0}{2G} R \quad \text{(IV.45)}$$

λ : taux de déconfinement.

σ^0 : la contrainte pour $z=0$ ($p*d$).

R : le rayon de fondation.

G : le module du cisaillement du massif.

Donc :

L'équation des déplacements (q_1) et (q_2) en fonction de taux de confinement :

$$q_1 = \frac{R1-S12*q2}{S11} \quad \rightarrow \quad q_1 = \frac{R1-S12*\lambda \frac{\sigma^0}{2G} R}{S11} \quad (IV.47)$$

IV.5. Réponse dynamique de système Sol-Tunnel-Fondation

Dans ce travail un programme de calcul a la base des équations précédentes a été élaboré pour déterminer la réponse dynamique de système sol-tunnel-fondation, la fondation est supposé rigide dans laquelle on impose des forces harmoniques. Le tunnel a été simulé comme la limite de la couche de sol à la profondeur d. Les rigidités verticales ont été déterminées.

Dans cette section, nous allons présenter les résultats d'une étude paramétrique en utilisant un modèle analytique (Cône) coupler avec la méthode de convergence confinement pour une fondation circulaire reposant sur un sol limité par une galerie circulaire rigide soumise à des charges harmoniques verticale et horizontale.

Utilisant le programme de calcul développé, les rigidités dynamiques de translation verticale ainsi que les déplacements sont calculés par la méthode qui a été développé dans ce chapitre. Une charge harmonique d'amplitude P (a_0) est appliquée sur une fondation circulaire de rayon r posée sur une couche de sol compressible d'épaisseur d, la couche de sol est limitée par une base rigide (galerie) Figure IV.10.

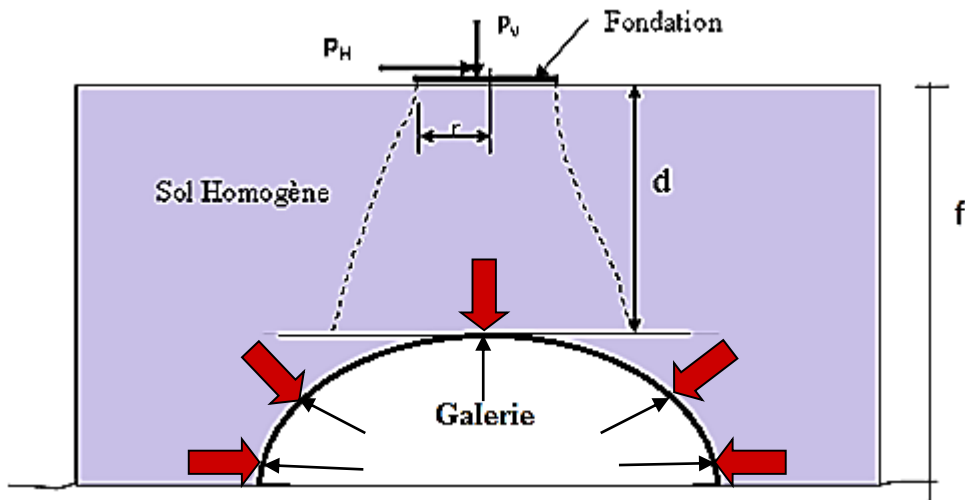


Figure IV.10. Modèle de calcul (réponse dynamique de fondation sur sol-tunnel)

IV.5.1. Influence de l'épaisseur de la couche :

En faisant varier l'épaisseur de la couche de support ($d=2\text{m}$, 5m , 10m avec $f=20\text{m}$ et $d=15\text{m}$ avec $f=30\text{m}$) et le taux de déconfinement (λ) pour chaque épaisseur (d), les caractéristiques géo mécaniques de cette dernière sont $\nu = 0.3$, $\rho = 17\text{kN/m}^3$ et $E = 450000\text{ kN/m}^2$, Le rayon de fondation $R_0 = 1\text{m}$, la rigidité dynamique au centre de la fondation est déterminée par application d'une force harmonique au centre de la fondation $R_1 = 1\text{ kN}$. Les résultats obtenus sont présentés en termes de rigidité dynamique verticale et de déplacement vertical en fonction de la fréquence adimensionnelle.

Les Figures IV.11 (a,b,c,d) présentent la variation de la rigidité dynamique verticale en fonction de la fréquence pour plusieurs valeurs de taux de déconfinement. Les résultats obtenus sont présentés dans les figures suivantes:

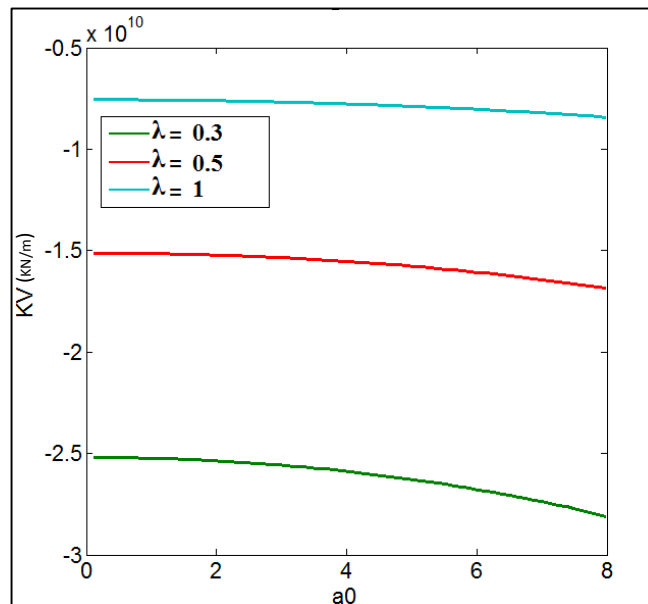


Figure IV.11.a. Influence de taux de déconfinement sur la rigidité dynamique verticale ($d=2m$).

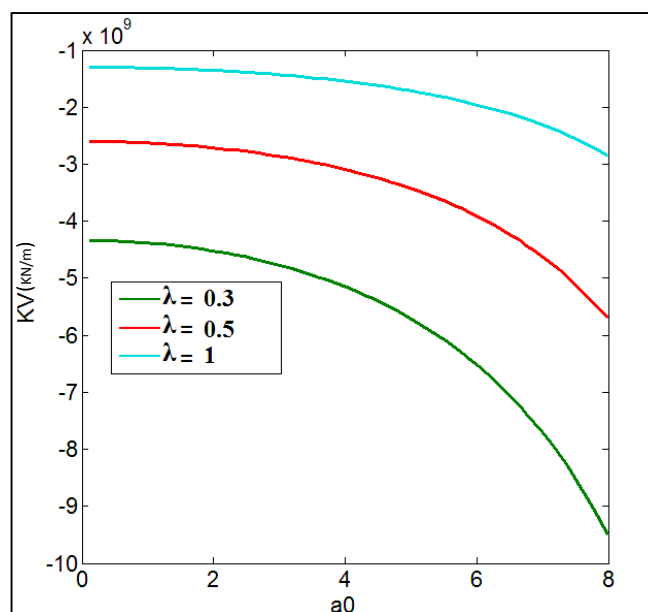


Figure IV.11.b. Influence de taux de déconfinement sur la rigidité dynamique verticale ($d=5m$).

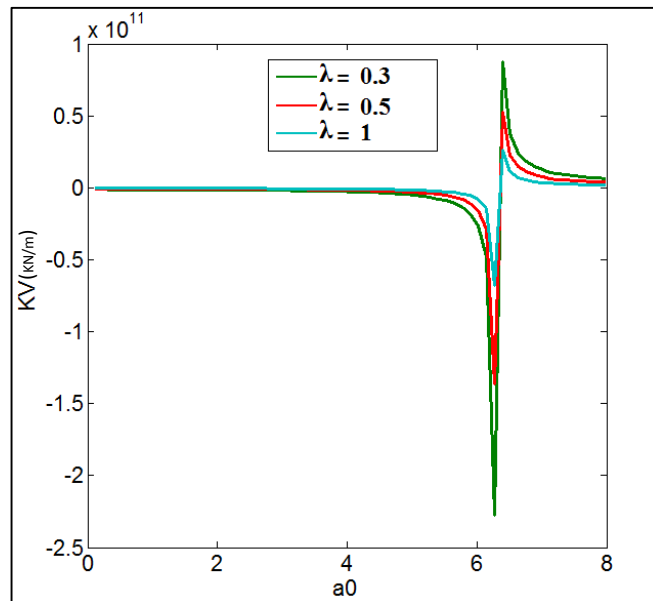


Figure IV.11.c. Influence de taux de déconfinement sur la rigidité dynamique verticale ($d=10\text{m}$).

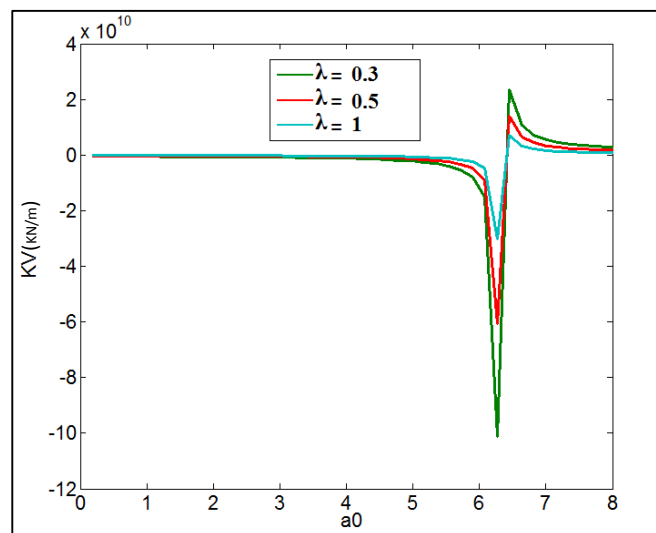


Figure IV.11.d. Influence de taux de déconfinement sur la rigidité dynamique verticale ($d=15\text{m}$).

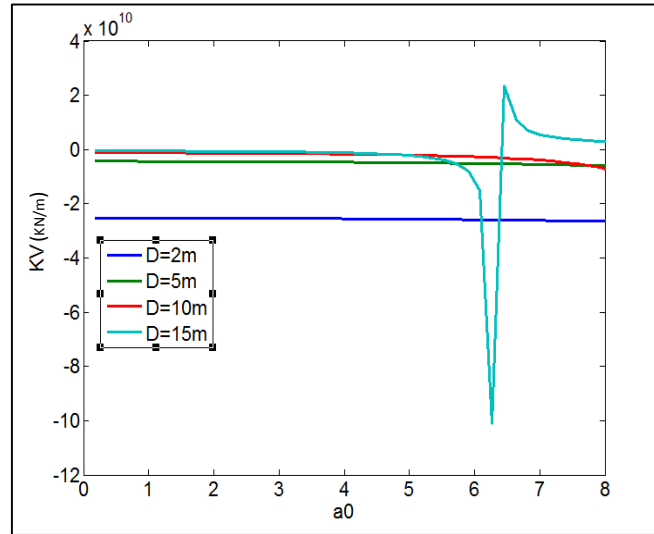


Figure IV.11.e. Influence de la variation d'épaisseur de la couche de sol sur la rigidité dynamique verticale ($\lambda = 0.3$).

Les résultats obtenus montrent que la variation de taux de déconfinement (λ) influe d'une manière assez claire sur la réponse dynamique du système sol-tunnel fondation. Les figures IV.8(c, d) montrent que l'augmentation de la rigidité dynamique est inversement proportionnelle à l'augmentation de taux de déconfinement (λ) par contre les figures IV.11 (a, b) montrent que l'augmentation de la rigidité dynamique est proportionnelle à l'augmentation de taux de déconfinement (λ) avec des faibles valeurs de la rigidité dynamique.

La Figure IV.11.e présente l'effluence de variation d'épaisseur de la couche de sol sur la rigidité dynamique verticale avec une valeur constante de taux de déconfinement (λ) égale 0.3. Les résultats obtenus montrent que la couche de sol sur laquelle repose la fondation circulaire influe d'une manière assez claire sur la réponse dynamique du système sol-tunnel fondation.

La distance d entre la fondation et le tunnel affecte la rigidité dynamique d'une manière très significative. Pour des faibles couvertures la rigidité est devenue très faible $d=2$ à $10m$ par contre pour une valeur moyenne de la profondeur $d=15m$ la rigidité atteint son maximum. Ceci est traduit par l'apparition des pics de résonance.

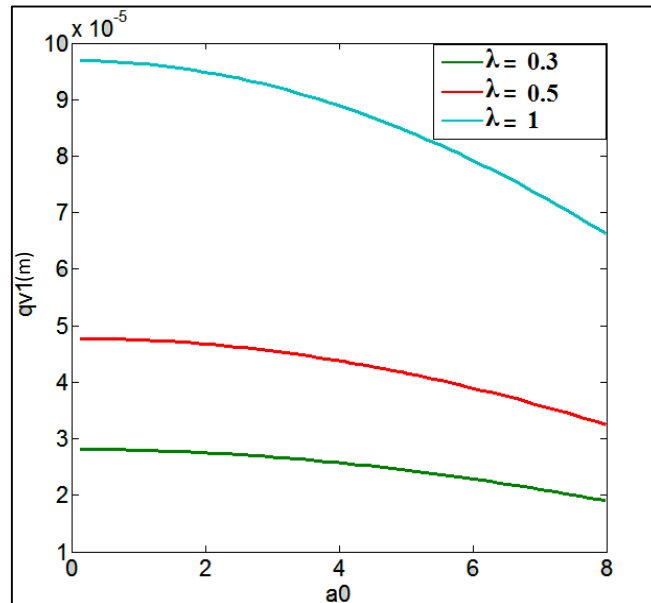


Figure IV.12.a. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical ($d=2m$).

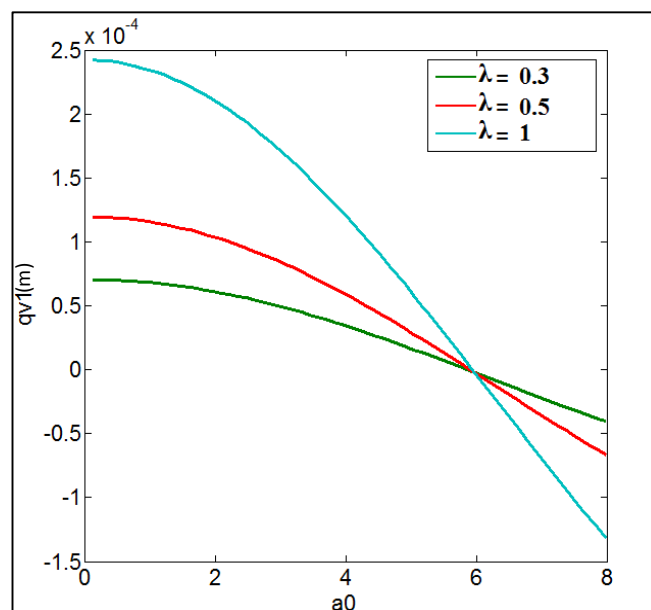


Figure IV.12.b. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical ($d=5m$).

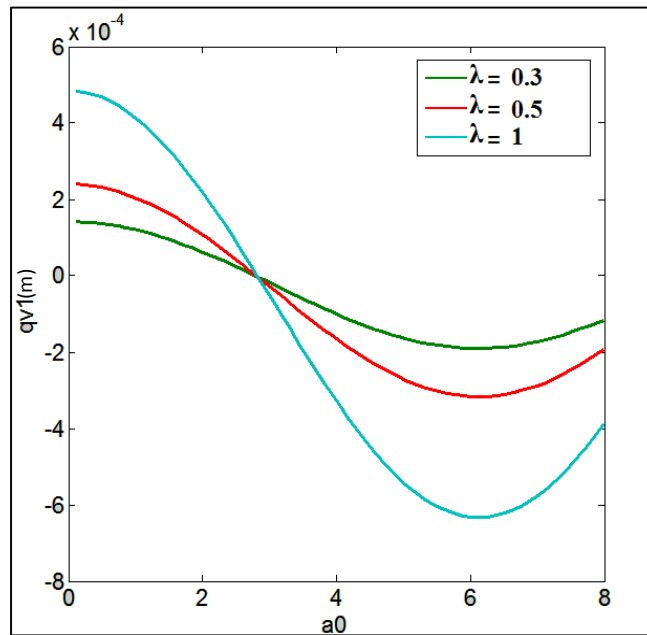


Figure IV.12.c. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical ($d=10\text{m}$).

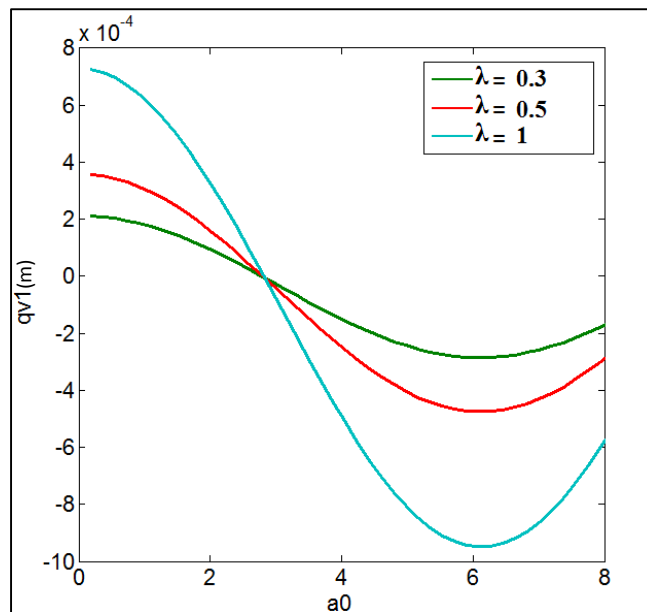


Figure IV.12.d. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical ($d=15\text{m}$).

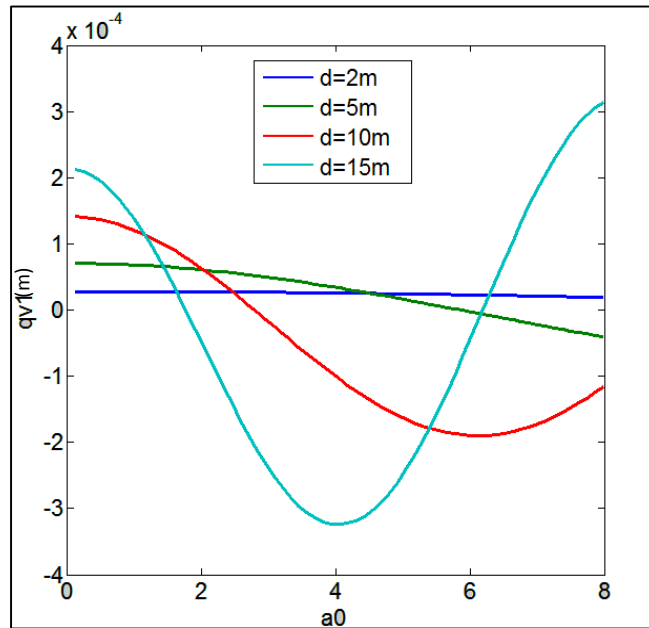


Figure IV.12.e. Influence de la variation d'épaisseur de la couche de sol sur les déplacements verticaux ($\lambda=0.3$).

Le déplacement vertical au centre de la fondation est fortement affecté par le taux de déconfinement que ce soit dans les faibles et les hautes fréquences. L'excavation d'un tunnel déséquilibre la stabilité de milieu. Les figures IV.12 (a, b, c, d) montrent que l'augmentation de déplacement est proportionnelle à l'augmentation de taux de déconfinement et l'épaisseur de la couche (d) ; et inversement proportionnelle pour les grandes couvertures (d=10 et 15) et surtout dans les hautes fréquences [$a_0 > 3$]. Le déplacement reste nul si le taux de déconfinement est zéro.

La figure IV.12.e présente l'influence de la variation d'épaisseur de la couche de sol sur les déplacements verticaux ($\lambda=0.3$). L'augmentation de la profondeur de tunnel fait réduire les déplacements d'une manière très significative surtout dans les faibles fréquences [$0 < a_0 < 4$]. Ceci peut être produit par l'effet de la structure qui provoque des contraintes supplémentaires au centre de fondation.

IV.5.2. Influence de rayon de la fondation :

La géométrie la fondation joue un rôle essentiel dans la réponse dynamique de système sol-tunnel fondation. Pour étudier l'influence de ce paramètre sur la réponse dynamique de la fondation, en faisant varier le rayon de fondation entre 1m, 1.5m et 2m, avec la variation de taux de déconfinement (λ) pour chaque rayon et on compare les résultats obtenus entre eux pour un taux de déconfinement ($\lambda=0.3$). L'épaisseur de la couche **d=10m**, on prend les mêmes

Chapitre IV : Réponse dynamique de système sol-tunnel-fondation "Modèle de Cône avec la méthode de convergence confinement"

caractéristiques géotechniques de milieu utilisées dans l'étude précédente. Les résultats obtenus sont présentés en termes de rigidité et déplacement dans les figures suivantes :

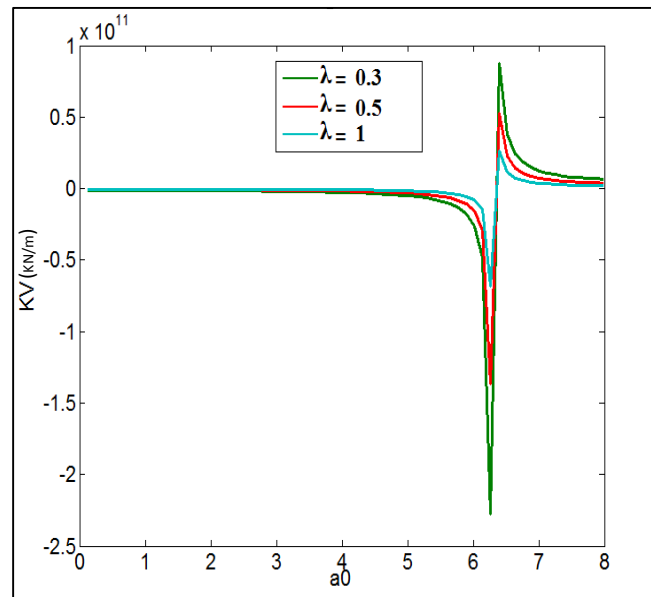


Figure IV.13.a Influence de taux de déconfinement sur la variation de la rigidité dynamique verticale (**R=1m**).

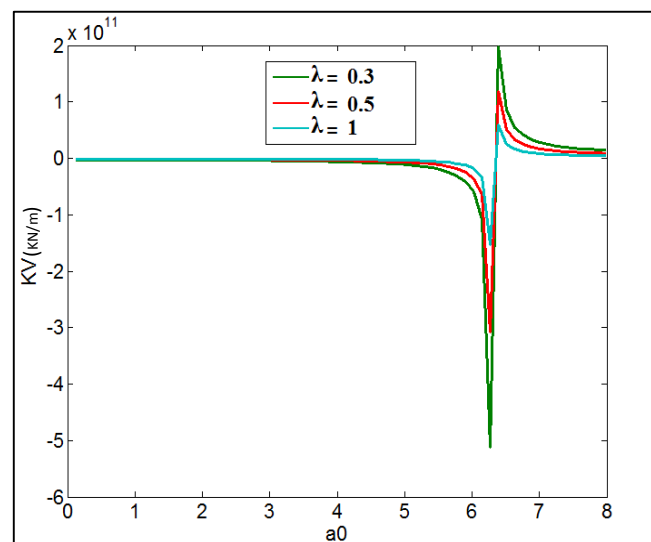


Figure IV.13.b Influence de taux de déconfinement sur la variation de la rigidité dynamique verticale (**R=1.5m**).

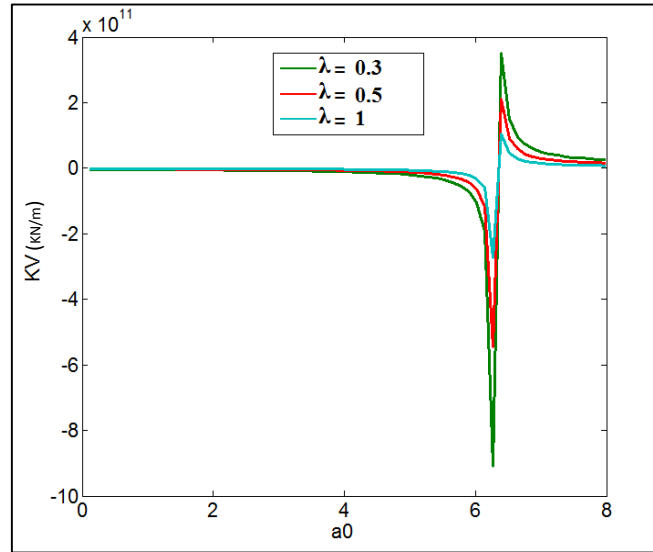


Figure IV.13.c Influence de taux de déconfinement sur la variation de la rigidité dynamique verticale ($R=2m$).

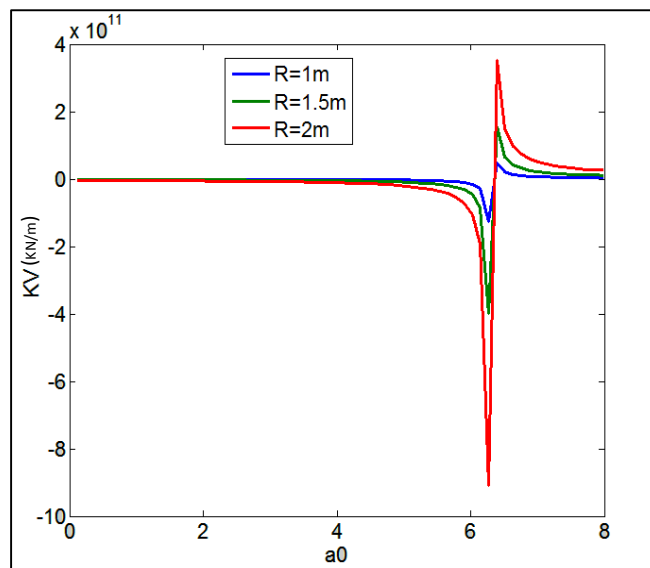


Figure IV.13.d Influence de taux de déconfinement sur la variation de la rigidité dynamique verticale ($\lambda=0.3$).

les Figures IV.13 (a, b, c) présentent la variation de la rigidité dynamique de translation en fonction de la fréquence. Les figures montrent que la rigidité est fortement affectée par l'augmentation de rayon de la fondation.

La Figure IV.13.d présente l'effluence de la variation de rayon de la fondation sur la rigidité dynamique verticale pour un taux déconfinement (λ) égale 0.3. Les résultats obtenus montrent que

l'augmentation de la rigidité dynamique est proportionnelle à l'augmentation de rayon de la fondation et proportionnelle à la diminution de taux de déconfinement (λ).

Figure IV.14.a. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical ($R_0=1m$).

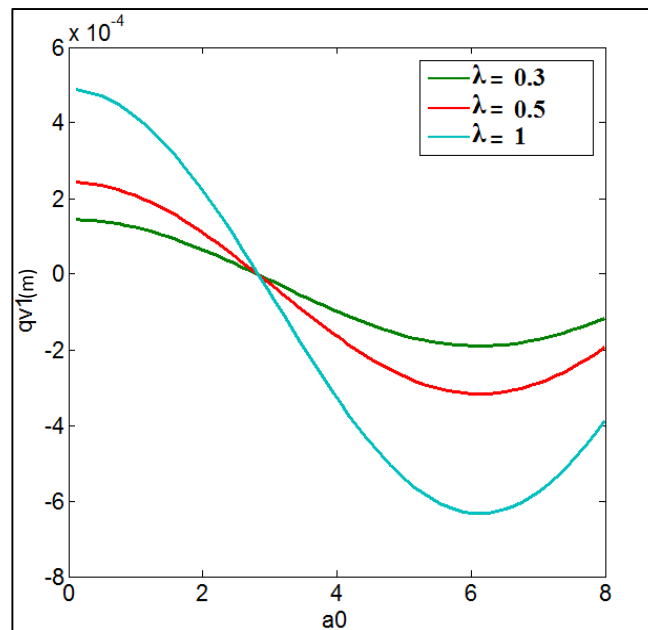


Figure IV.14.b. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical ($R_0=1.5m$).

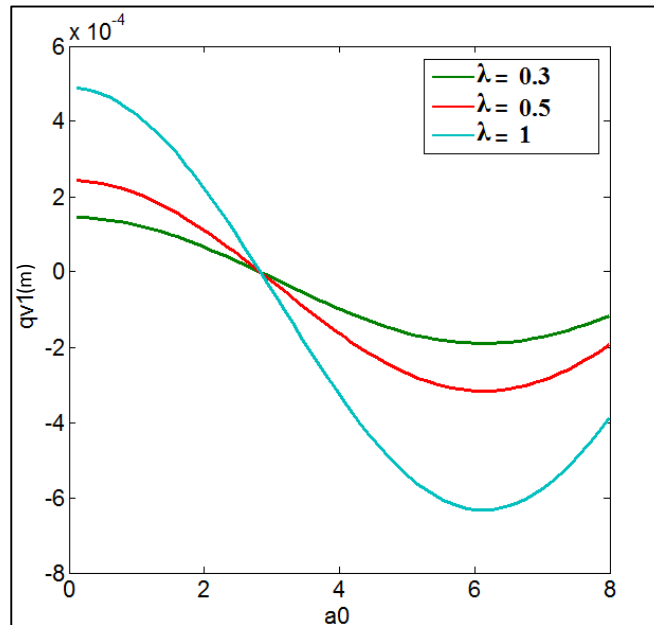


Figure IV.14.c. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical ($R_0=2m$).

Figure IV.14.d. Influence de la variation de rayon de la fondation sur les déplacements verticaux ($\lambda=0.3$).

De la manière, le déplacement est fortement affecté par la variation de taux de déconfinement. Les résultats obtenus montrent que l'augmentation de déplacement est proportionnelle à l'augmentation de taux de déconfinement (λ), mais dans les hautes fréquences [$a_0 > 3$] l'augmentation de déplacement est inversement proportionnelle à l'augmentation de taux de déconfinement (λ). Deuxièmement ; les déplacements ne sont pas affectés par l'augmentation de rayon de la fondation .FigureIV.14.d.

IV.5.3. Influence de la rigidité de milieu (Effet de E) :

Maintenant, on fixe le rayon de la fondation à 1m et l'épaisseur de la couche à 10m, et en faisant varier le module de Young ($E=250Mpa, 350Mpa, 450Mpa, 550Mpa$) avec la variation de taux de déconfinement (λ). On prend les mêmes paramètres physiques de sol encaissant le tunnel. Les résultats obtenus sont présentés en fonction de la fréquence adimensionnelle dans les figures suivantes:

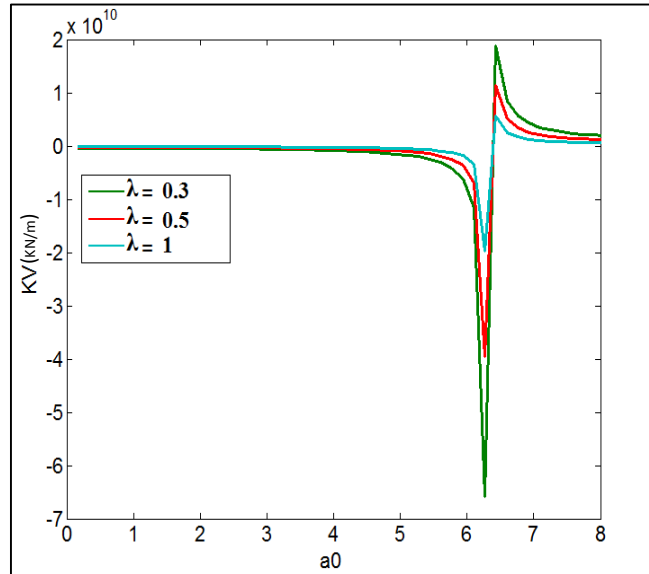


Figure IV.15.a. Influence de taux de déconfinement sur la variation de la rigidité dynamique verticale ($E=250\text{Mpa}$)

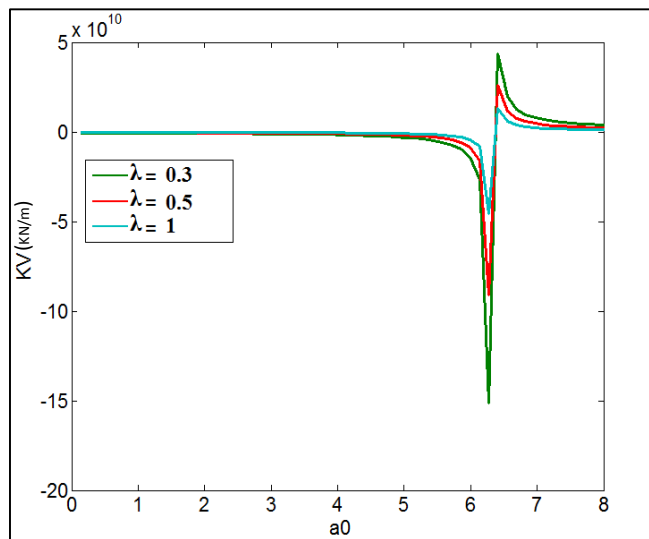


Figure IV.15.b. Influence de module de Young sur la rigidité dynamique verticale ($E=350\text{Mpa}$)

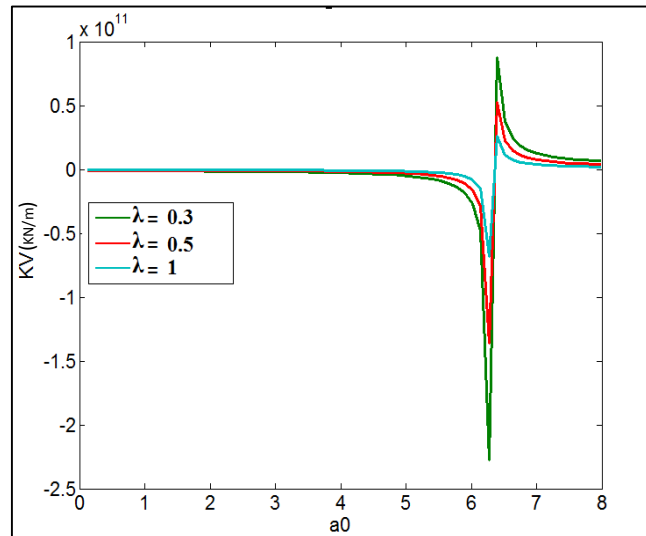


Figure IV.15.c. Influence de taux de déconfinement sur la variation de la rigidité dynamique verticale ($E=450\text{Mpa}$)

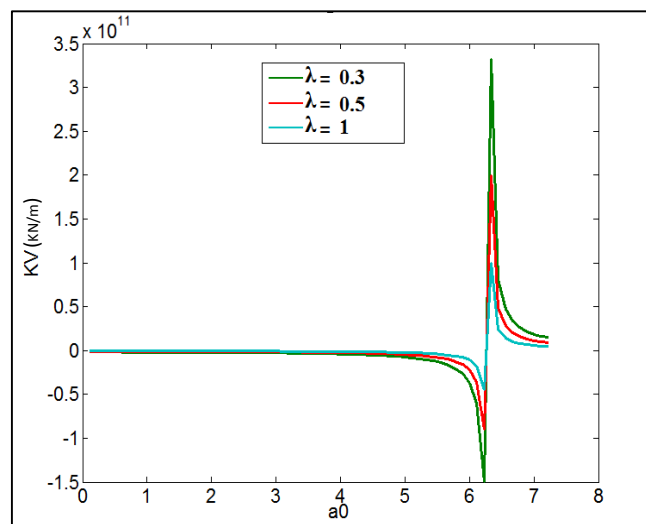


Figure IV.15.d. Influence de taux de déconfinement sur la variation de la rigidité dynamique verticale ($E=550\text{Mpa}$)

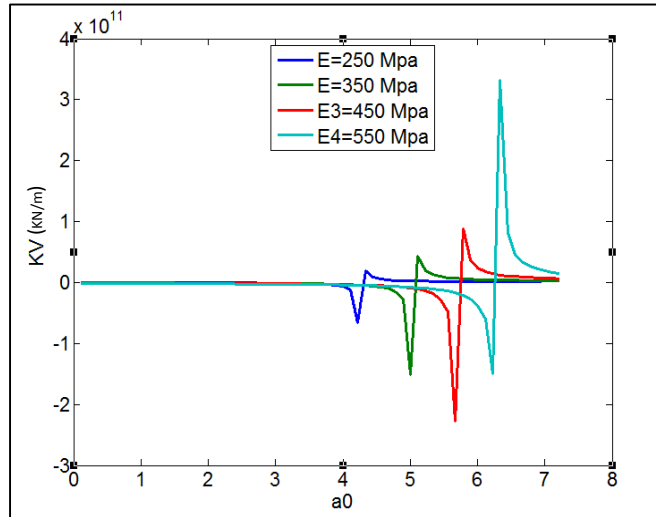


Figure IV.15.e Influence de la variation module de Young sur la rigidité dynamique verticale ($\lambda = 0.3$)

La rigidité dynamique au centre de la fondation est influencée d'une manière très claire par la variation de taux de déconfinement (λ). Dans les figures IV.15. (a , b, c, d), l'augmentation de la rigidité dynamique est inversement proportionnelle à l'augmentation de taux de déconfinement (λ). La Figure IV.15.e présente l'Influence de la variation module de Young sur la rigidité dynamique verticale ($\lambda = 0.3$). Les résultats obtenus montrent que l'augmentation de la rigidité dynamique est proportionnelle à l'augmentation de module de Young.

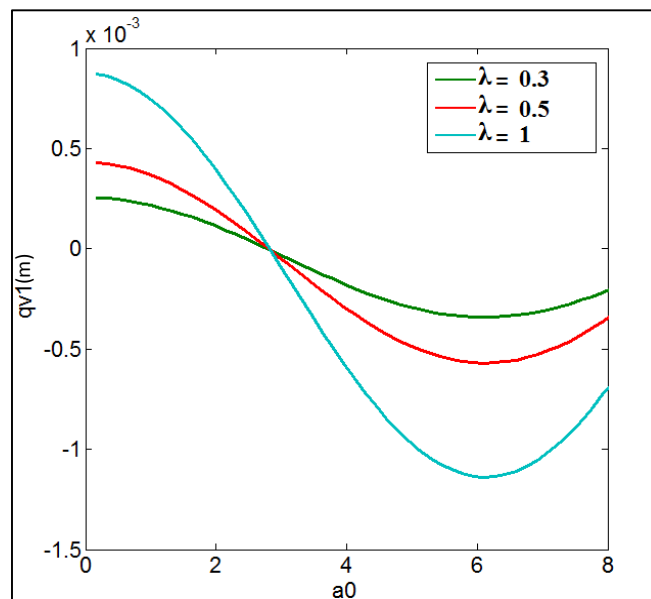


Figure IV.16.a. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical ($E=250\text{Mpa}$).

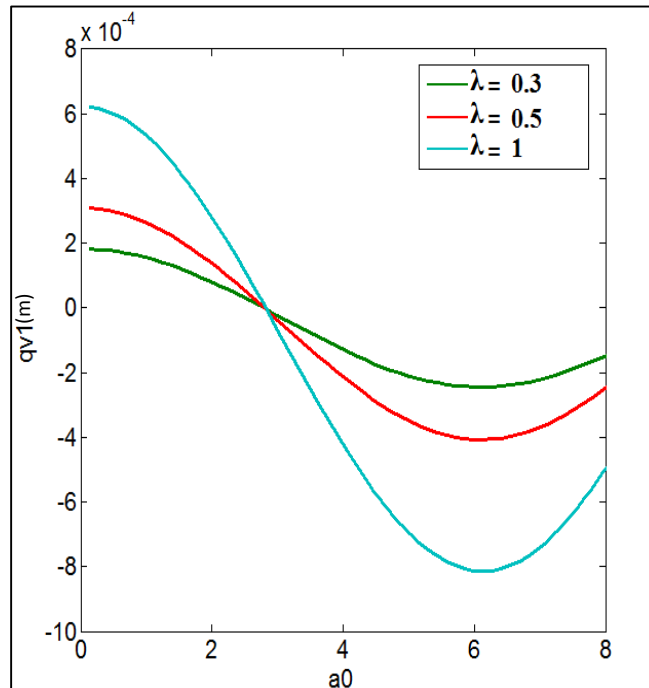


Figure IV.16.b. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical ($E=350\text{Mpa}$).

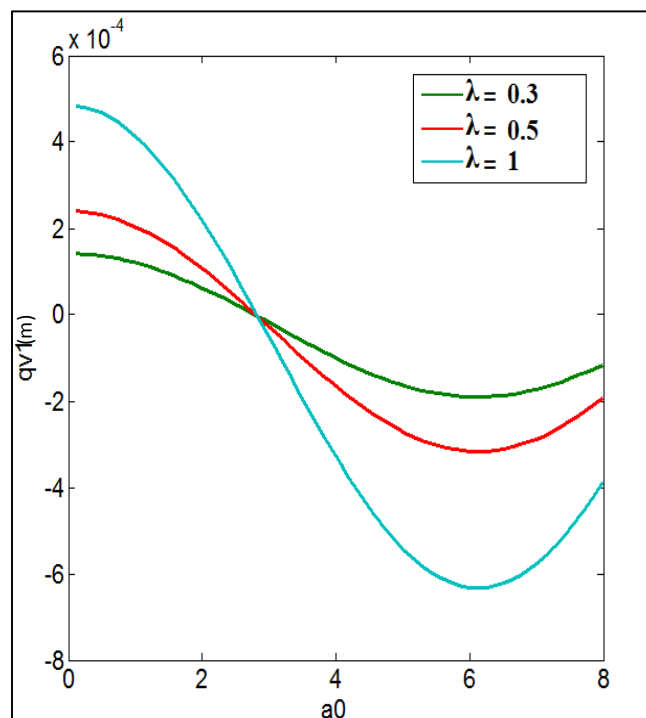


Figure IV.16.c. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical ($E=450\text{Mpa}$).

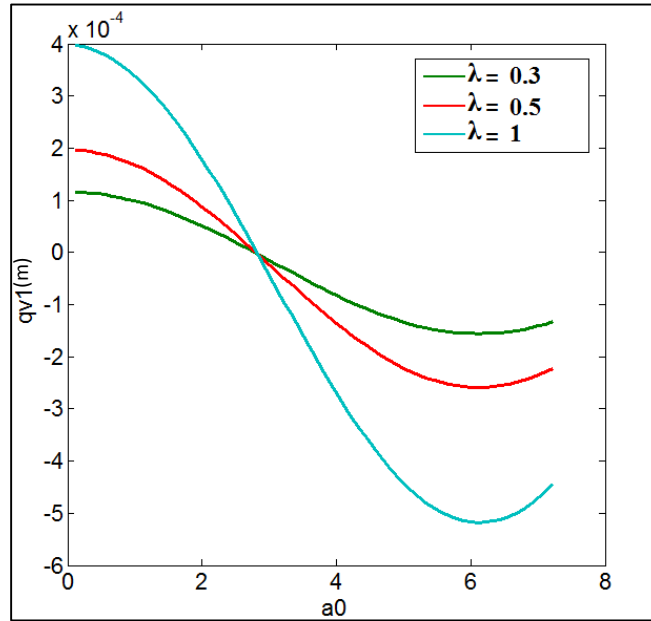


Figure IV.16.d. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical ($E=550\text{Mpa}$).

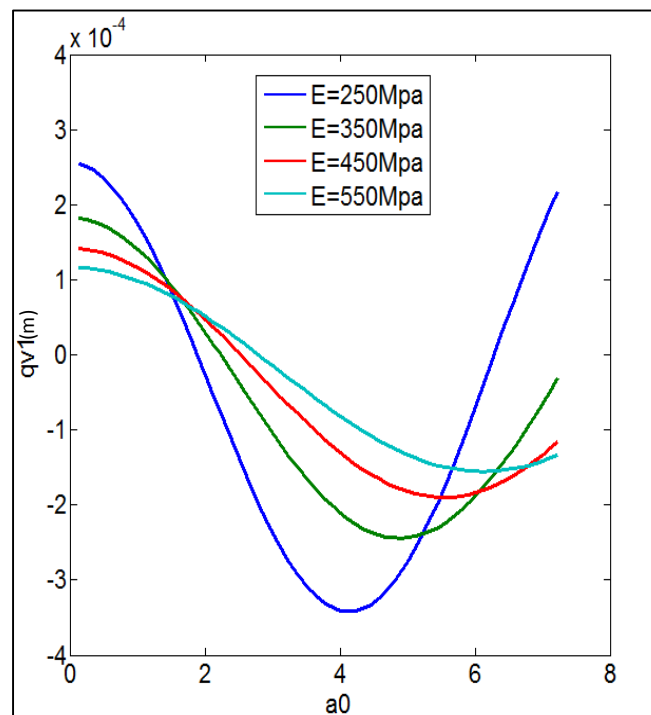


Figure IV.16.e. Influence de la variation de module de Young sur le déplacement vertical ($\lambda=0.3$).

Les Figures IV.16 (a, b, c, d), le déplacement est fortement affecté par la variation de taux de déconfinement.

Les résultats obtenus montrent que l'augmentation de déplacement est proportionnelle à l'augmentation de taux de déconfinement (λ), et inversement proportionnelle à l'augmentation de module de Yong(E) ; dans les hautes fréquences [$a_0 > 3$] l'augmentation de déplacement est inversement proportionnelle à l'augmentation de taux de déconfinement (λ).

La Figure IV.16.e présente l'influence de la variation module de Young sur le déplacement vertical ($\lambda = 0.3$), les résultats obtenus montrent que l'augmentation de déplacement est inversement proportionnelle à l'augmentation de module de Young. Cette caractéristique peut être produite par l'effet de mouvement de sol, pour les sols de faibles tenus la réaction de milieu sur l'ouvrage devient maximale. Ce phénomène est connu dans les vibrations de fondations sous le nom impédance.

4.5.4. Influence de poids volumique sur le comportement dynamique de système tunnel-fondation :

Dans cette dernière analyse, en faisant varier le poids volumique ($\rho = 17\text{kN/m}^3, 18\text{kN/m}^3, 20\text{kN/m}^3$) avec la variation de taux de déconfinement (λ) et on compare les résultats par la fixation de taux de déconfinement ($\lambda = 0.3$) avec la variation de ($\rho = 17, 18, 20$) kN/m^3 et on fixe le rayon de la fondation dans 1m et l'épaisseur de la couche à 10m ; les caractéristiques mécaniques sont celles de références. Les résultats de calcul obtenus sont présentés en termes de rigidité verticale et en termes de déplacements en fonction de la fréquence adimensionnelle dans les figures suivantes :

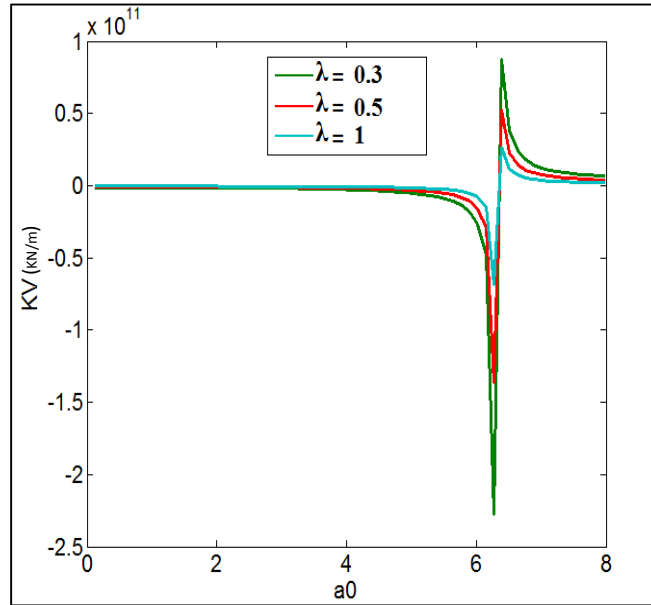


Figure IV.17.a Influence de taux de déconfinement sur la variation sur la rigidité dynamique verticale ($P=17\text{KN}$)

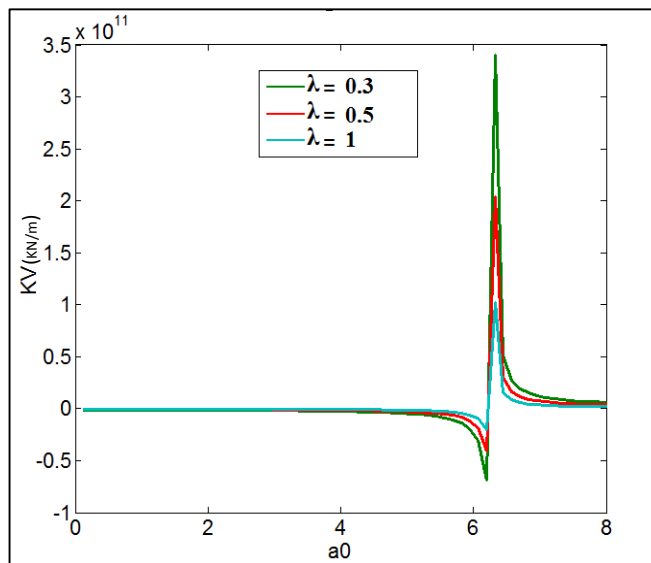


Figure IV.17.b Influence de taux de déconfinement sur la variation sur la rigidité dynamique verticale ($P=18\text{KN}$)

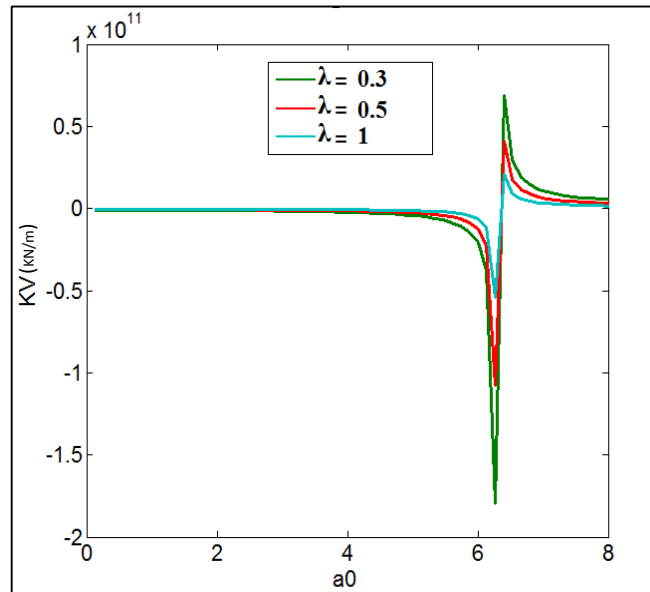


Figure IV.17.c Influence de taux de déconfinement sur la variation sur la rigidité dynamique verticale ($P=20\text{KN}$)

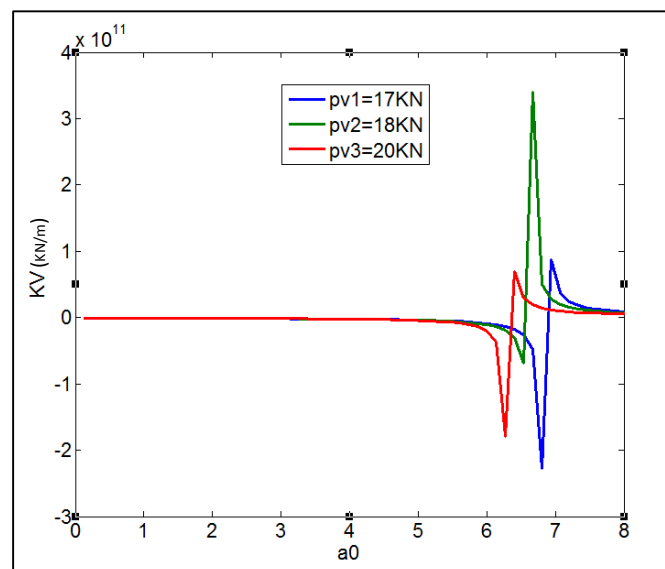


Figure IV.17.d Influence de la variation de poids volumique sur la rigidité dynamique verticale ($\lambda=0.3$)

Les Figure IV.17 (a, b, c) montrent que l'augmentation de la rigidité dynamique est inversement proportionnelle à l'augmentation de taux de déconfinement (λ).

Chapitre IV : Réponse dynamique de système sol-tunnel-fondation "Modèle de Cône avec la méthode de convergence confinement"

La Figure IV.17.d présente l'influence de la variation de poids volumique sur la rigidité dynamique verticale ($\lambda=0.3$), la rigidité dynamique de fondation prend des valeurs maximales pour une masse volumique de sol égale à 18 kN/m^3

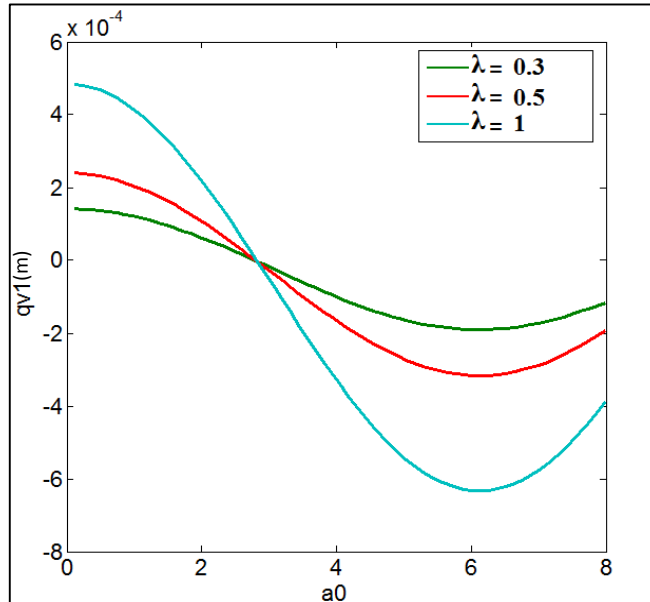


Figure IV.18.a. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical ($P=17\text{KN}$).

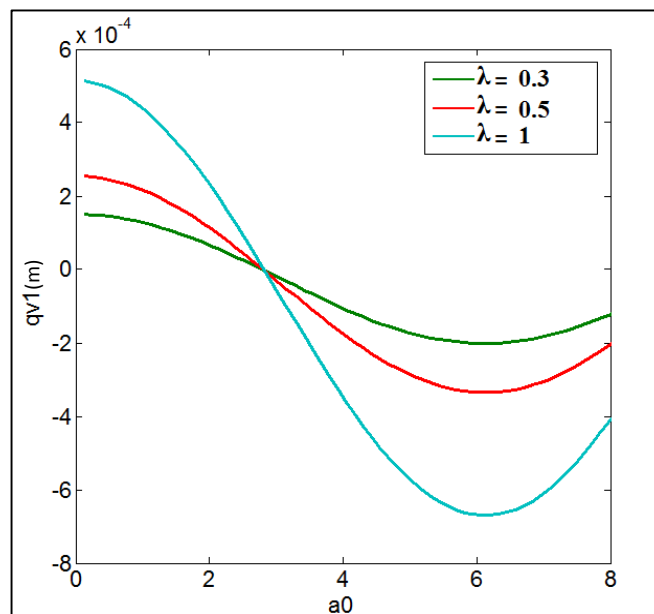


Figure IV.18.b. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical ($P=18\text{KN}$).

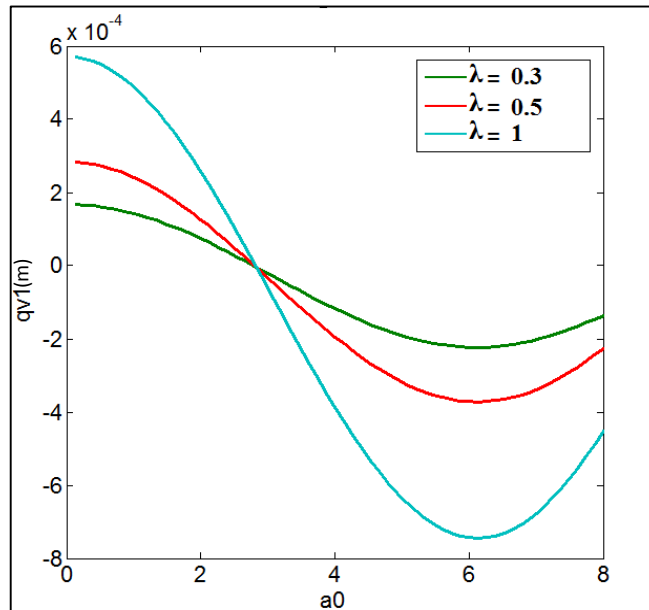


Figure IV.18.c. Influence de taux de déconfinement sur la variation de déplacement vertical ($P=20\text{KN}$).

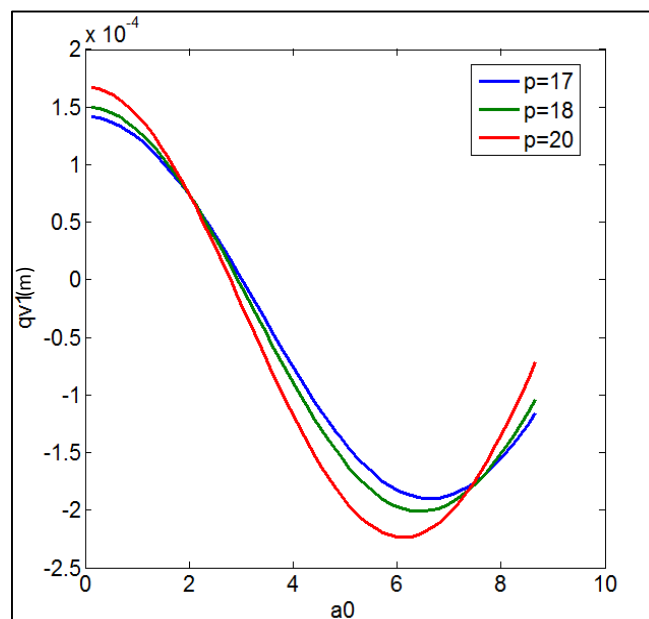


Figure IV.18.d. Influence de la variation de poids volumique sur le déplacement vertical ($\lambda=0.3$).

Les Figure IV.18. (a , b, c) montrent une légère augmentation de déplacement en fonction de la variation de la masse volumique de sol, et augmentation assez claire en fonction de taux de déconfinement ; en haute fréquence $\{a_0 \in [2 : 8]\}$ l'augmentation de déplacement est inversement proportionnelle à l'augmentation de taux de déconfinement (λ).

La Figure IV.18.d présente l'Influence de la variation de poids volumique sur le déplacement vertical ($\lambda = 0.3$) ; les déplacements sont affectés par l'augmentation de la masse volumique de sol avec une variation très viable .Figure IV.15.d.

IV.6. Conclusion :

Dans ce chapitre un modèle analytique a été développé à travers la rigidité dynamique d'une couche de sol pour simule l'influence des phases d'excavation d'un tunnel, ce modèle a été programmé dans le (Matlab) afin d'étudier l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement dynamique de système tunnel-sol-fondation. Les résultats obtenus sont présentés en termes de rigidités et des déplacements au centre de la fondation en fonction de déconfinement en phases d'excavation.

L'effet de plusieurs paramètres en fonction de taux de déconfinement (λ) a été étudié et présentés dans ce chapitre tels que:

- le taux de déconfinement
- Le module de Young.
- Le poids volumique.
- La profondeur de la couverture.
- Le rayon de la fondation.

Chapitre V

**Modélisation de l'effet des phases de la réalisation de
la galerie sur la réponse dynamique de système
fondation-galerie**

Modélisation de l'effet des phases de la réalisation de la galerie sur la réponse dynamique de système fondation-galerie

V.1. Introduction :

Ce chapitre présente une analyse tridimensionnelle de système fondation-galerie sous chargement dynamique. La prise en compte de l'interaction sol-structure peut être abordée de façon relativement simple par le modèle analytique, il n'en est pas de même lorsque il s'agit d'un modèle numérique tridimensionnel. Le but de ce chapitre est de présenter des modèles numériques pour la détermination de la réponse dynamique de système fondation-galerie à travers l'influence des vibrations de fondations sur les tunnels de faibles couvertures. Une analyse complète sera présentée, l'une des premières étapes et l'étude des phases d'excavation (avant l'excavation, avec excavation, avec soutènement) puis une analyse de l'influence de l'épaisseur de la couche de sol (d) sur les impédances dynamiques verticales et horizontales, ainsi que les déplacements dynamiques.

V.2. Modélisation numérique :

Comme déjà mentionne dans la partie bibliographique, peut des travaux et des méthodes ont été utilisés par quelques chercheurs afin d'étudié l'influence des vibrations de fondations sur le comportement dynamiques des tunnels a faibles couvertures. Dans le domaine de vibrations des fondations, la plupart des méthodes classiques sont basés sur la formulation intégrale (BEM) pour la détermination de la matrice de flexibilité (formalisme des fonctions de Green) et l'application de la condition de rigidité pour déterminer les fonctions impédances. Dans le présent travail l'application de la formulation intégrale est très difficile et parfois impossible vu la géométrie complexe de modèle. Dans ce cas on fait appel à la méthode des éléments finis qui a été bien adapté à ce genre de géométrie.

L'application de cette méthode pour la détermination de la réponse dynamique dans le domaine fréquentiel est rare vu la grande taille de modèle et les frontières artificielles du modèle qui sa demande un grand temps de calcul. Dans cette étude on base sur la formulation de problème de l'interaction sol-structure par la méthode des éléments finis. On se base, sur la méthode de sous structurations qui décompose le problème en sous problème. Vu la réflexion des ondes aux frontières artificielles du modèle une application des frontières absorbantes est indispensable, des éléments paraxiaux sont implémentés dans le code de calcul Aster en 3D, le milieu continu est présenté dans ce cas par des amortisseurs visqueux ou des impédances de frontières.

V.2.1 Présentation du Modèle Numérique :

La figure V.1 présente le modèle 3D utilisé pour la simulation numérique (code aster). La hauteur de la couche de sol (d) est variée entre les valeurs 2, 5, 10 et 15m dans chaque phase d'excavation. La configuration géométrique du modèle et la nature de la charge appliquée permettent d'appliquer la totalité du modèle galerie-sol-fondation. Les éléments des modèles sont considérés élastiques. Les propriétés mécaniques des différents éléments du système sont présentées au tableau V.1. La taille de l'élément du maillage doit être suffisamment petite pour que le maillage puisse transmettre les ondes d'une façon appropriée et sans distorsion numérique de ces ondes. Cette taille dépend des fréquences mises en jeu et de la vitesse de propagation des ondes. Les fréquences de chargement et la vitesse de propagation des ondes affectent la précision de la solution numérique. Kuhlemeyer et Lysmer (1973) montrent que la taille de l'élément doit être plus petite qu'un huitième à un dixième de la longueur d'onde λ . Par conséquent, la fréquence maximale qui peut être modélisée correctement pour un maillage est donnée par :

$$f = \frac{c_s}{10\Delta l} \quad \text{Avec } f = \frac{w}{2\pi}$$

C_s est la vitesse de l'onde de cisaillement.

On utilise les fréquences d'excitations réelles de 0.5 à 20Hz avec un pas de 0.5, Soit la fréquence initiale 0.5Hz.

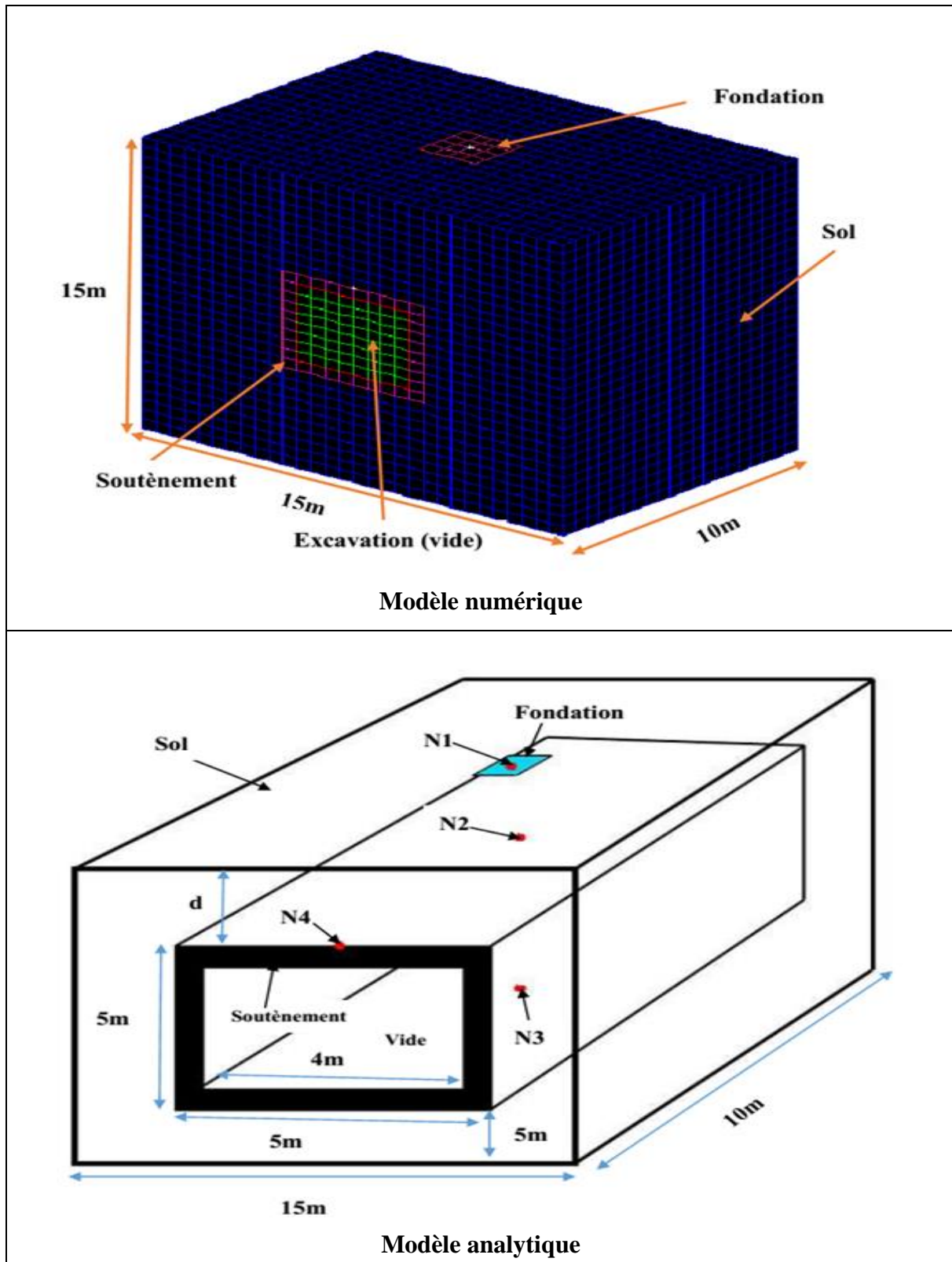


Figure V.1. Représentation d'un système fondation-galerie

Chapitre V : Modélisation de l'effet des phases de la réalisation de la galerie sur la réponse dynamique de système fondation-galerie

Les données qui ont été utilisées dans notre modèle sont celles du (mémoire Zibra2015), ces données sont résumées dans le Tableau suivants :

Caractéristiques mécaniques du système	module de Young $E(kg/m^2)$	La masse volumique $\rho (kg/m^3)$	Coefficient de poisson ν	Coefficient d'amortissement β
Couche de sol (d)	45.10^6	1800	0,3	0,05
Soutènement	10^{10}	2500	0,2	0,0
Fondation	10^{10}	2500	0,25	0,0

Tableau V.1. Caractéristique principale des matériaux

Une fondation carrée de côté a reposant sur la surface d'un sol au-dessus de la galerie soumise à une force verticale harmonique (horizontale) Figure V.1, la couche est caractérisée par : un module de Young E , un coefficient de poisson ν , une masse volumique ρ , une profondeur d et un rapport amortissement hystérétique β .

Le comportement dynamique de la fondation (disque) est exprimé par l'impédance dynamique, l'impédance dynamique est calculée par le principe (force-déplacement). En supposant que $P_0(t)$ est force d'interaction et $U_0(t)$ déplacement correspondant supposé être harmonique.

En élément finis avec les frontières absorbantes les fonctions impédances sont calculées par les relations suivantes :

$$K_{ij}(\omega) = \frac{(P_f - P_f^*)e^{i\omega t}}{(U_f - U_f^*)(\omega)} \quad \text{V.1}$$

Avec ; P_f le vecteur des forces (moments) qui provient de l'effet inertiel de la superstructure, P_f^* le vecteur des forces (moments) provoquées par le mouvement du champ libre, U_f est la réponse à l'interface sol-fondation et U_f^* la réponse de mouvement en champ libre à l'interface sol-fondation.

Chapitre V : Modélisation de l'effet des phases de la réalisation de la galerie sur la réponse dynamique de système fondation-galerie

Les fonctions impédances sont obtenues à partir du code de calcul sous la forme : $K_{ij}(\omega) = [k'_{ij}(\omega) + ik''_{ij}(\omega)]$ Cette expression présente une partie réelle k'_{ij} et une partie imaginaire ik''_{ij} , l'impédance dynamique peut être factorisée par rapport à l'impédance statique

$$K_{ij}(\omega) = K_s [k'_{ij}(\omega) + ik''(\omega)] \quad \text{V.2}$$

Où K_s l'impédance statique ($\omega=0$) ou la rigidité statique, k' reflète le comportement élastique et tient compte la rigidité et l'inertie du milieu et k'' indique le mouvement vibratoire est l'amortissement.

Quand la masse de la dalle est non nulle, il convient de remplacer $[K]$ par $[K] - \omega^2 [M]$ dans les équations ci-dessus, avec $[M]$ est matrice de masse de la dalle.

Prenant la relation V.1, les fonctions impédances sont calculées après la détermination des déplacements résultants dans le point d'application de la force harmonique comme le suivant :

$$\text{L'impédance dynamique verticale } K_v(\omega) = \frac{(P_0)e^{i\omega t}}{(U_z)(\omega)}$$

Avec P_0 est l'amplitude de la force verticale appliquée au centre de la fondation et U_z le déplacement résultant

$$\text{L'impédance dynamique horizontale } K_h(\omega) = \frac{(P_0)e^{i\omega t}}{(U_x)(\omega)}$$

Avec P_0 est l'amplitude de la force horizontale appliquée au centre de la fondation et U_x le déplacement résultant. Utilisant la fréquence d'excitation ω les résultats obtenus sont présentés en fonction de cette dernière en termes de déplacement, rigidité et d'amortissement.

V.3. Le maillage :

La taille de l'élément du maillage doit être suffisamment petite pour que le maillage puisse transmettre les ondes d'une façon appropriée et sans distorsion numérique de ces ondes. Cette taille dépend des fréquences mises en jeu et de la vitesse de propagation des ondes.

La distorsion numérique de la propagation des ondes dans un domaine peut se produire en fonction du maillage utilisé. Les fréquences de chargement et la vitesse de propagation des ondes affectent la précision de la solution numérique. Kuhlemeyer et Lysmer (1973) montrent

que la taille de l'élément Δl doit être plus petite qu'un huitième à un dixième de la longueur d'onde λ . Par conséquent, la fréquence maximale qui peut être modélisée correctement pour un maillage est donnée par :

$$f = \frac{C_s}{10\Delta l} \quad \text{Avec } f = \frac{w}{2\pi}$$

C_s : est la vitesse de propagation des ondes. La longueur caractéristique d'onde λ est associée au système étudié. Elle dépend des conditions aux frontières.

V.4. Résultats et discussion :

V.4.1. Effet des phases d'excavations sur le déplacement vertical et horizontal :

Dans cette section, on propose d'étudier l'influence des phases d'excavations (avant excavation, avec excavation, avec soutènement) sur le déplacement vertical et horizontal de system fondation-galerie, en fixant chaque fois l'épaisseur de la couche de sol ($d=2\text{m}$, 5m , 10m et 15m) et on calcule les fonctions impédances et les déplacements pour chaque phase d'excavation. Les résultats obtenus sont présentés en termes des déplacements horizontal et vertical en fonction de la fréquence d'excitation dans les figures suivantes :

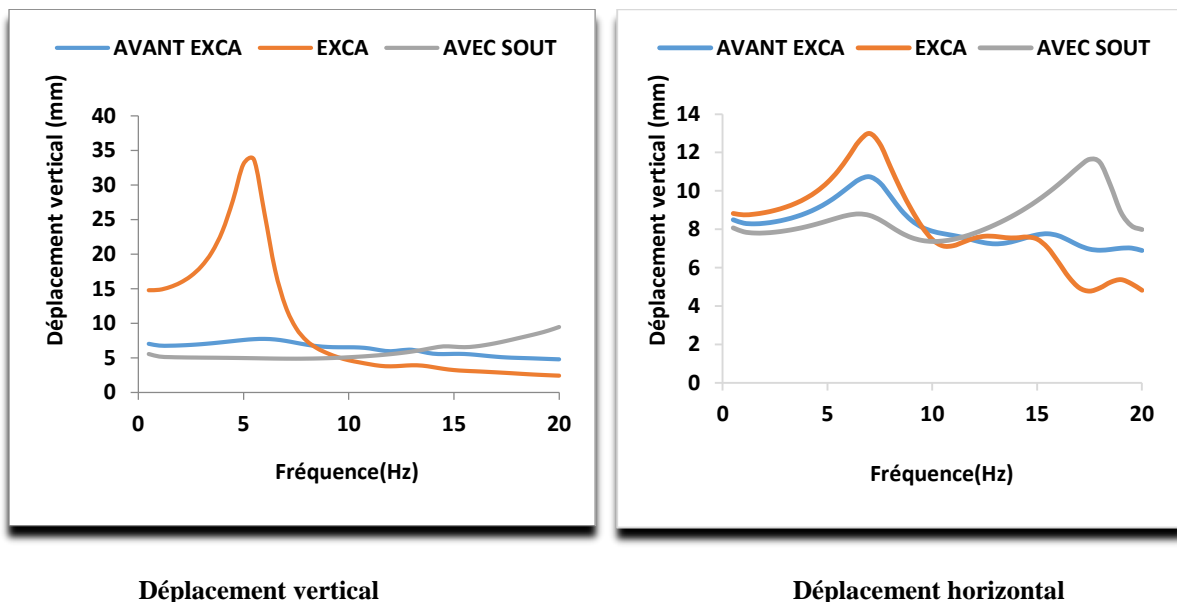
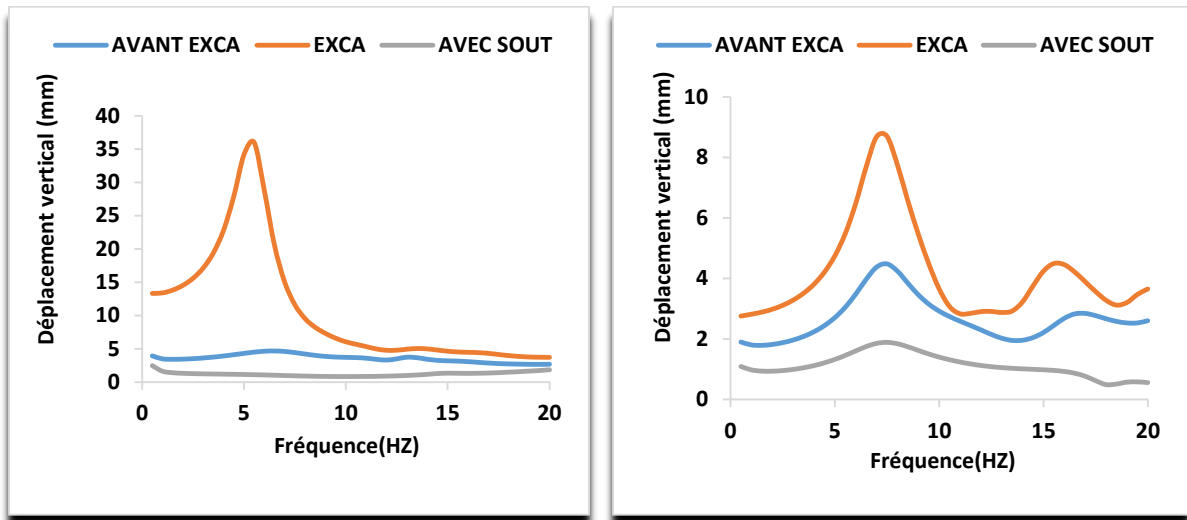


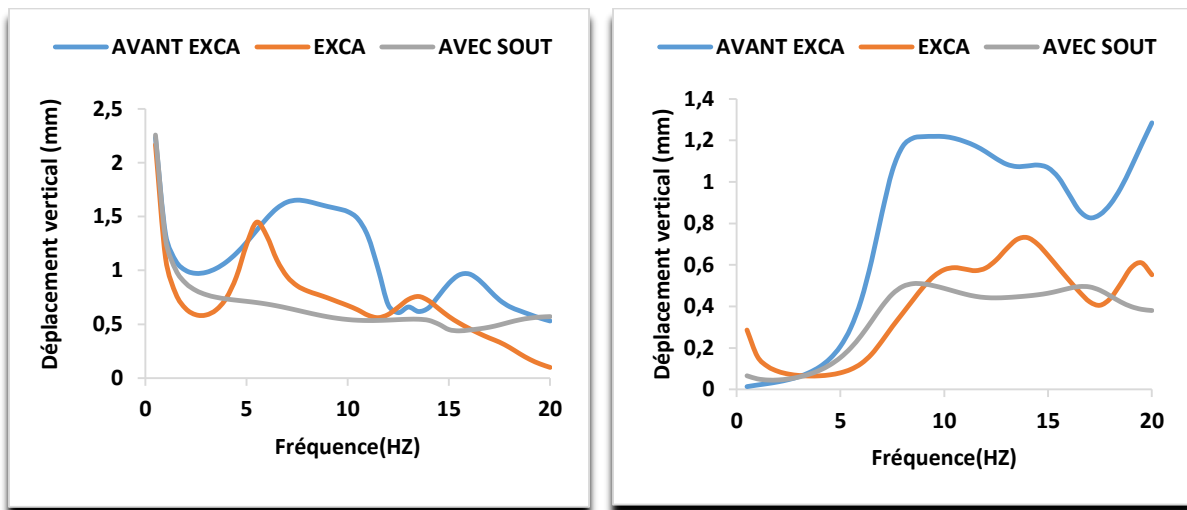
Figure V.2. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal au centre de la fondation "N1" ($d=2\text{ m}$)



Déplacement vertical

Déplacement horizontal

Figure V.3. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal au niveau de la dalle "N2" (d=2 m)



Déplacement vertical

Déplacement horizontal

Figure V.4. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal à l'interface sol-galerie "N3" (d=2m)

Chapitre V : Modélisation de l'effet des phases de la réalisation de la galerie sur la réponse dynamique de système fondation-galerie

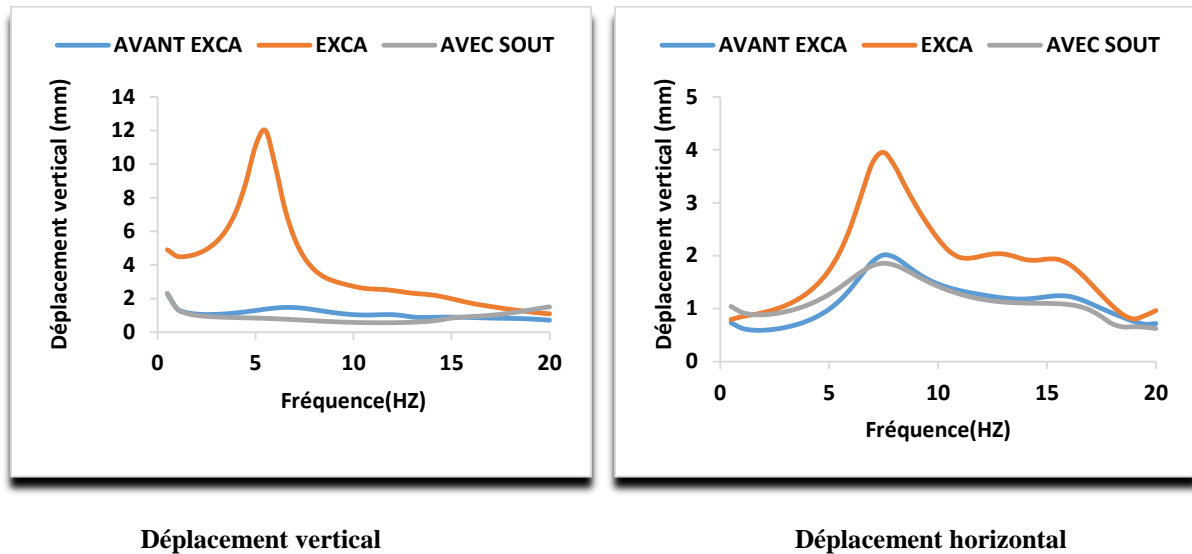


Figure V.5. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal dans l'entrée du tunnel "N4" (d=2m)

Les figures V.2, V.3, V.4 et V.5 Présentent la variation des déplacements vertical et horizontal calculés au centre de la fondation, à la clé de la galerie(à l'interface sol-galerie et au niveau de la dalle) et dans l'entrée du tunnel(Code-Aster) en fonction de la fréquence d'excitation dans les différentes phases d'excavation pour une épaisseur de la couche de sol **d=2m**. Les figures V.2, V.4 et V.5 montrent que les déplacements sont fortement affectés par les phases d'excavation, et qui sont diminués d'une façon considérable avec l'augmentation de la fréquence. Le déplacement de la fondation a été augmenté d'une façon remarquable après l'excavation surtout pour la fréquence **5Hz** pour le déplacement vertical et à **6Hz** pour le déplacement horizontal. Après la mise en place de soutènement les déplacements sont réduits d'une manière très significative, cette conclusion confirme l'obligation de la mise en place de soutènement définitif au cours de l'excavation des ouvrages souterrains dans les sites urbains. Par contre, on note une diminution au déplacement de la fondation dans la phase avec soutènement. La résultats obtenus V.3 montrent que les déplacements à la clé de la galerie(à l'interface sol-galerie et au niveau de la dalle) et dans l'entrée du tunnel(dans les nœuds N2, N3et N4) ne sont pas égaux et leurs variations peut être contrôlable, ces déplacements prend un comportement périodique dans les trois phases d'excavation, après la mise en place de soutènement on résulte l'apparition des pics de résonance qui sont provoqués par la rigidité de soutènement qui est relativement très élevée par rapport à celle de sol encaissant.

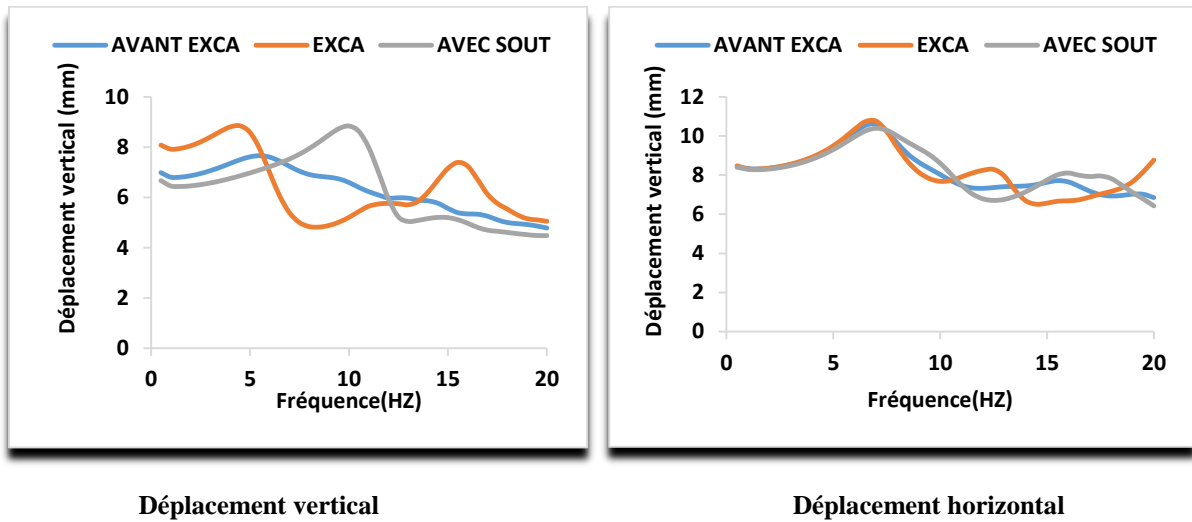


Figure V.6. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal au centre de la fondation "N1"(d=5m)

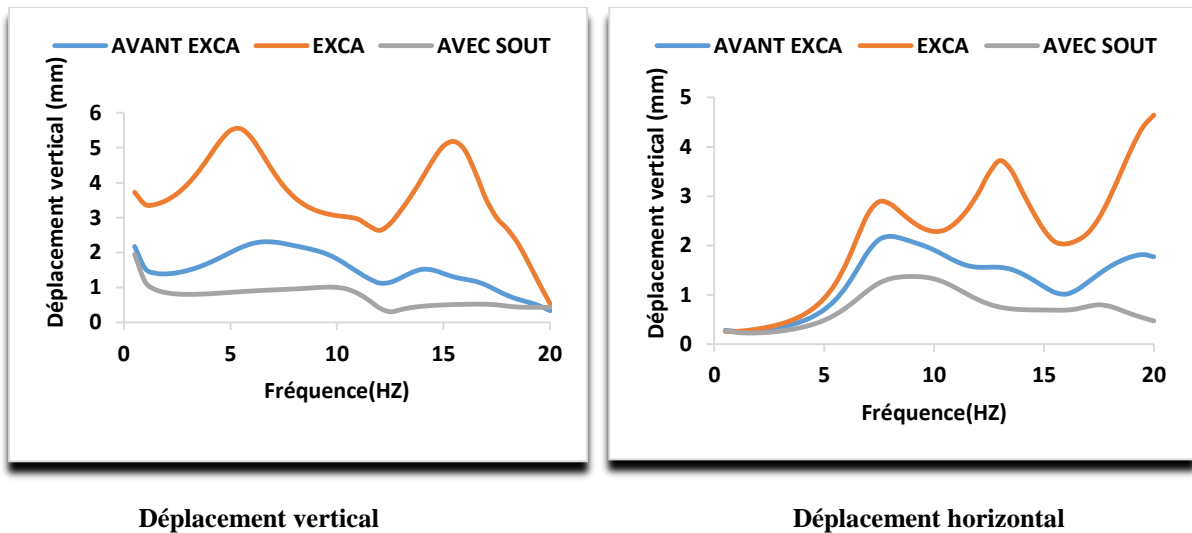


Figure V.7. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal au niveau de la dalle " N2" (d=5m)

Chapitre V : Modélisation de l'effet des phases de la réalisation de la galerie sur la réponse dynamique de système fondation-galerie

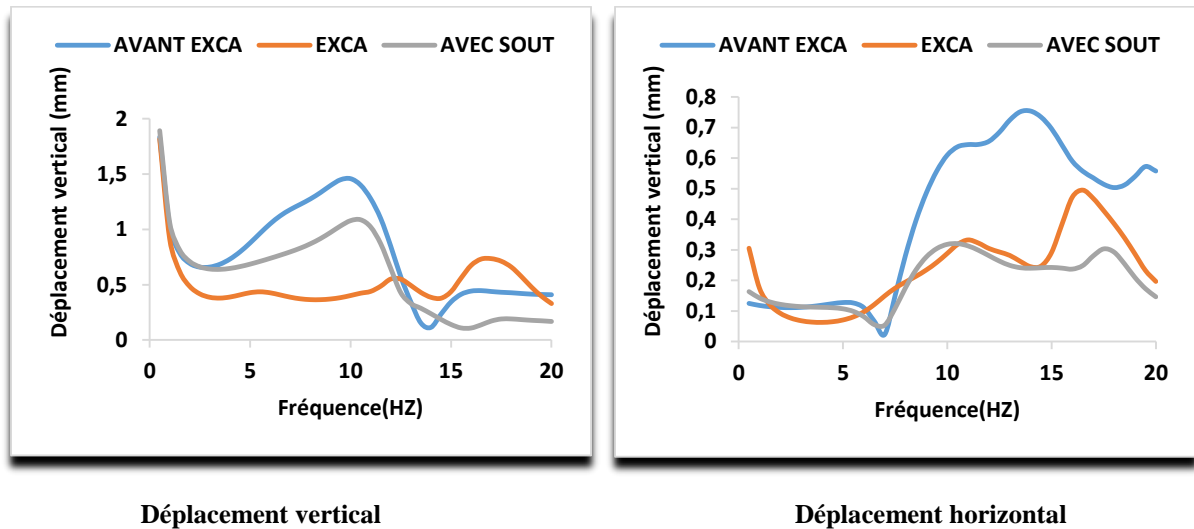


Figure V.8. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal à l'interface sol-galerie "N3" (d=5m)

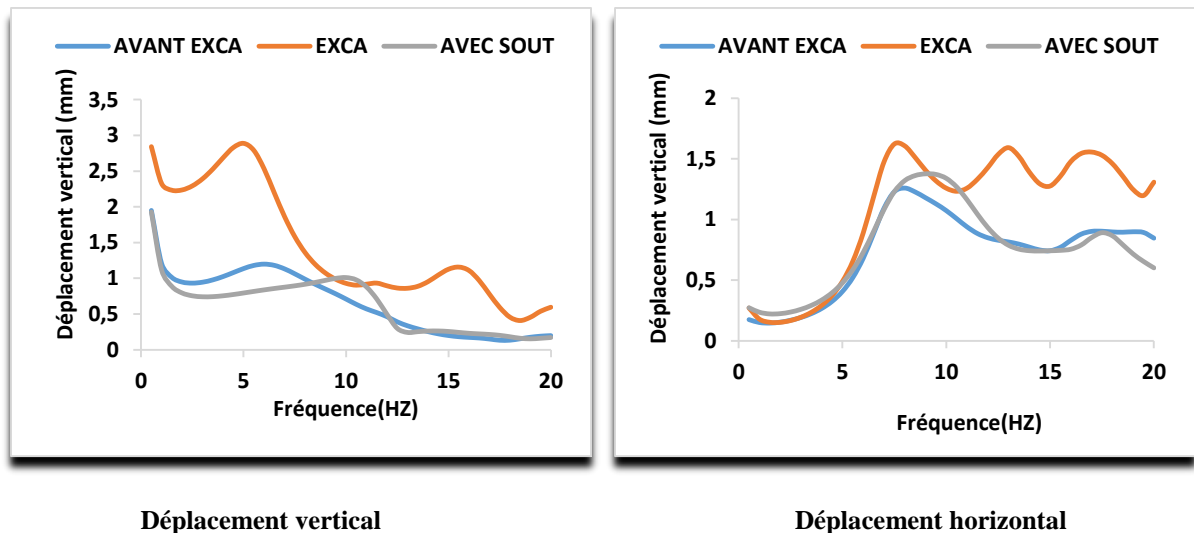


Figure V.9. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal dans l'entrée du tunnel "N4" (d=5m)

De la manière les figures V.6 à V.9 Présentent la variation des déplacements vertical et horizontal en fonction de la fréquence d'excitation dans les différentes phases d'excavation pour une épaisseur de la couche de sol $d=5m$. Si on compare ces résultats obtenus avec ceux calculés pour une profondeur $d=2m$, on trouve que cette dernière affecte les déplacements d'une façon directe et joue un rôle essentiel dans le dimensionnement des tunnels dans les sites urbains. Le déplacement vertical de la fondation est fortement affecté par l'effet d'excavation et la mise en place de soutènement. Cette comparaison sera présentée en détail dans la section "Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement".

V.4.2. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal

Maintenant, en faisant varier la profondeur de la galerie (d=2m, 5m, 10m, 15m) et on étudie l'effet de variation de cette dernière sur les déplacements pendant les phases d'excavation. . Les résultats obtenus sont présentés en termes des déplacements horizontal et vertical en fonction de la fréquence d'excitation dans les figures suivantes :

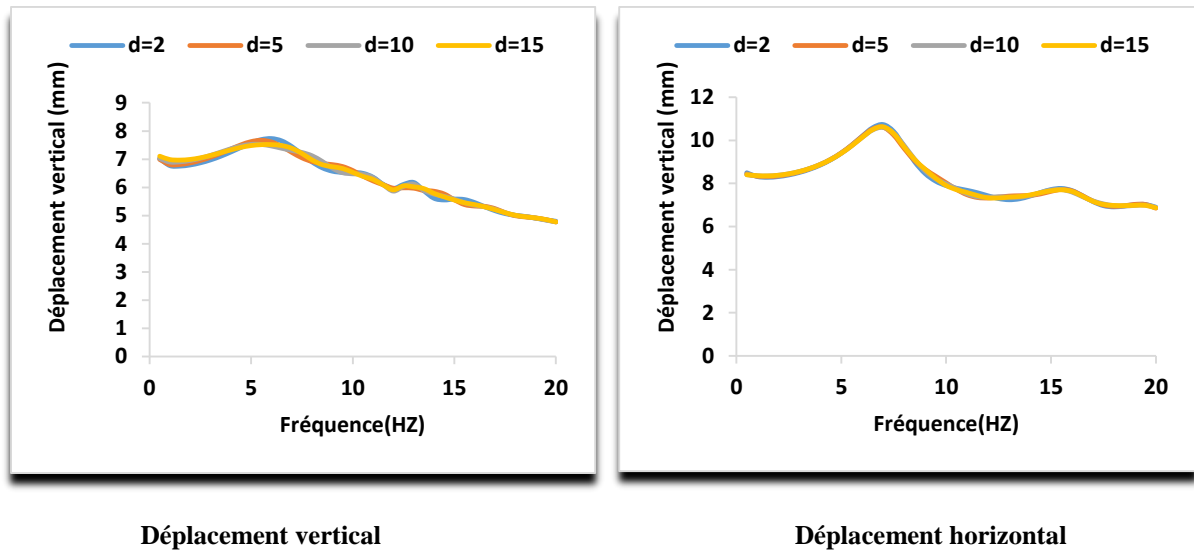


Figure V.10. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal au centre de la fondation "N1" (avant excavation)

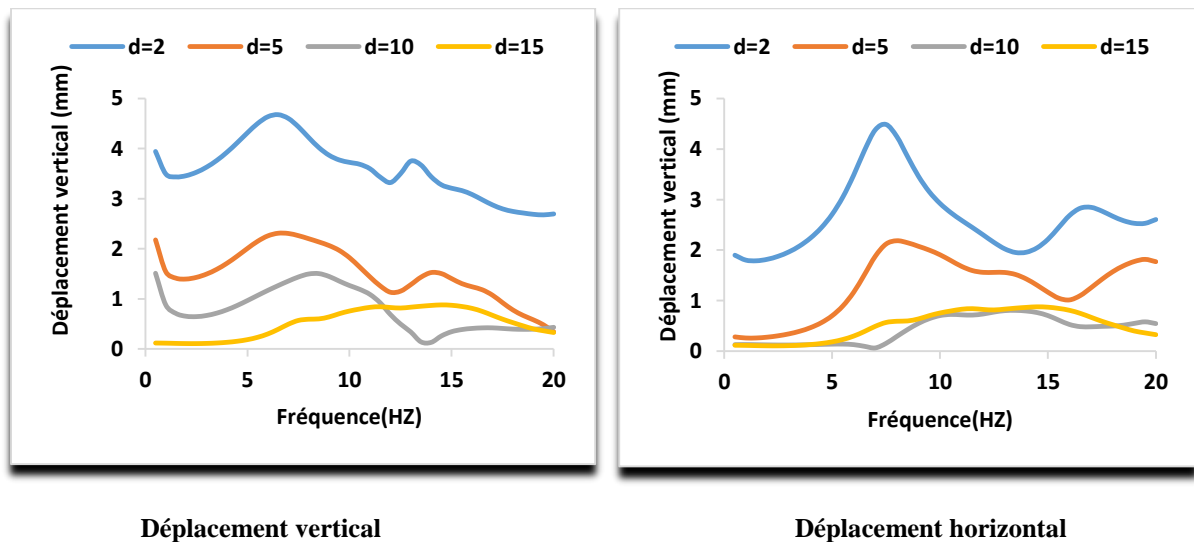


Figure V.11. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal au niveau de la dalle "N2" (avant excavation)

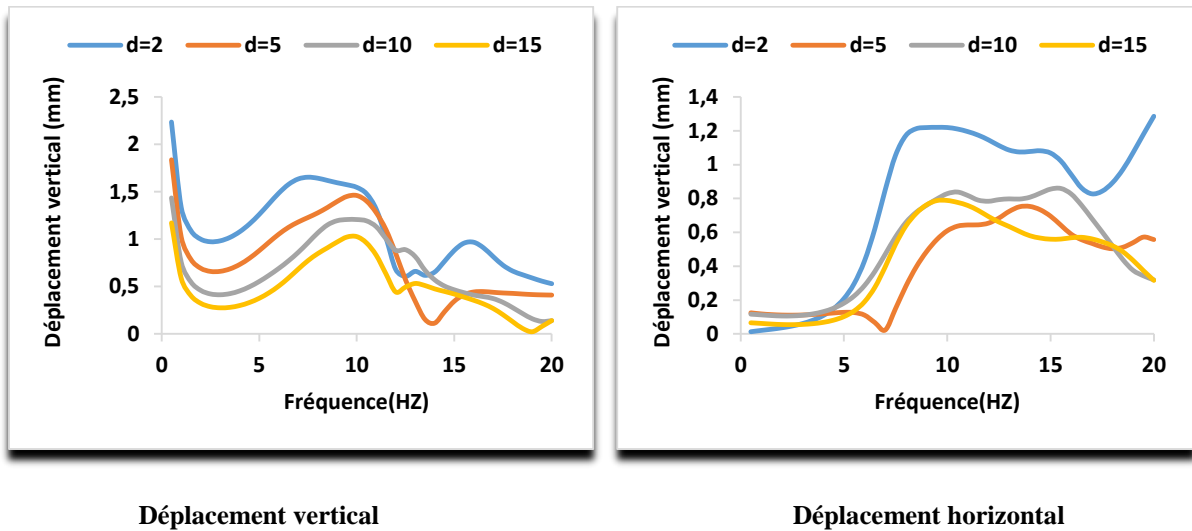


Figure V.12. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal à l'interface sol-galerie "N3" (avant excavation)

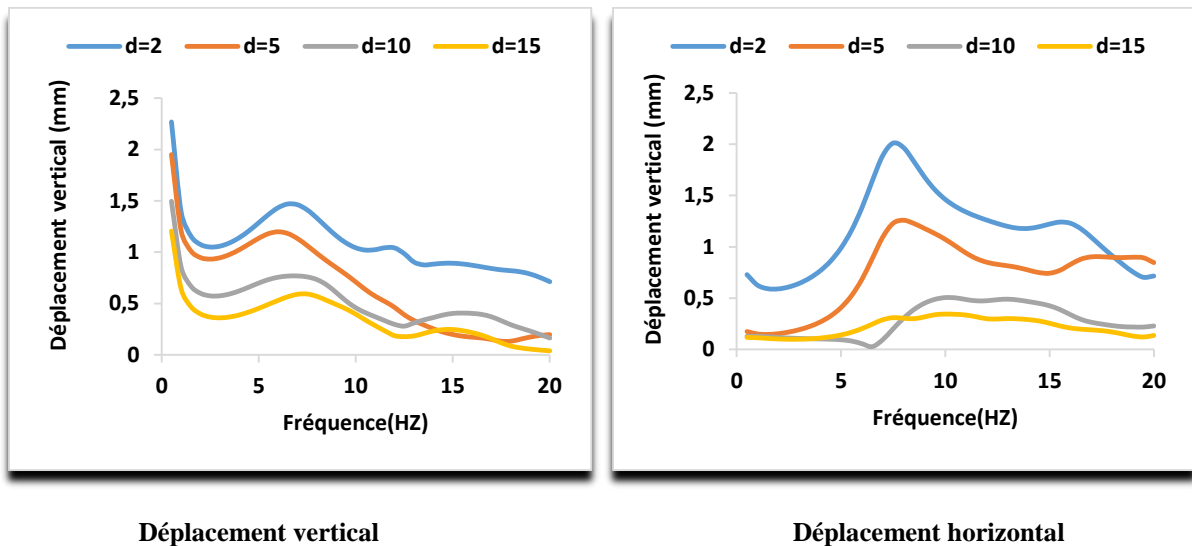


Figure V.13. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal dans l'entrée du tunnel "N4" (avant excavation)

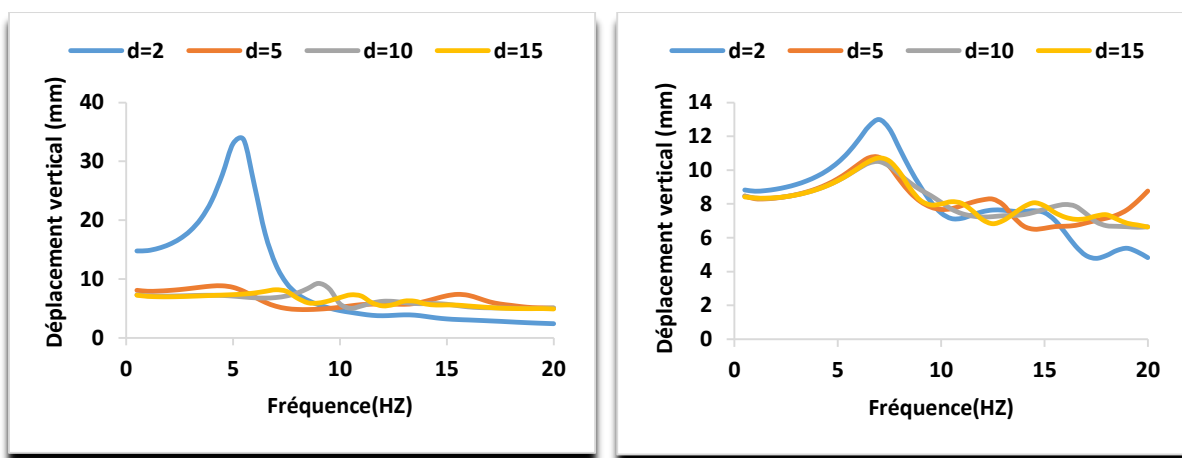
Les figures V.10 à V.13 présentent la variation des déplacements vertical et horizontal calculés au centre de la fondation, à la clé de la galerie (à l'interface sol-galerie et au niveau de la dalle) et dans l'entrée du tunnel (Code-Aster) en fonction de la fréquence d'excitation dans les différentes phases d'excavation pour différentes profondeurs de la galerie.

La figure V.10 montre que le déplacement de la fondation est varié proportionnellement avec la fréquence et on remarque aussi une similarité entre les déplacements de la fondation malgré la variation de l'épaisseur de couche de sol, donc avant le creusement il n'y a pas d'influence de la profondeur d . Ceci n'est pas le cas pour déplacement vertical à la clé de la galerie qui

Chapitre V : Modélisation de l'effet des phases de la réalisation de la galerie sur la réponse dynamique de système fondation-galerie

devient considérable surtout pour les faibles fréquences et pour les épaisseurs 5m, 10m, 15m. Par contre, le déplacement maximal à la clé de la galerie est donné pour $d=2m$ N2. D'autre part, le déplacement horizontal devient très faibles dans les basses fréquences pour des épaisseurs 10m et 15m, mais pour les épaisseurs 2m et 5m le déplacement atteint sa valeur maximale dans les hautes fréquences.

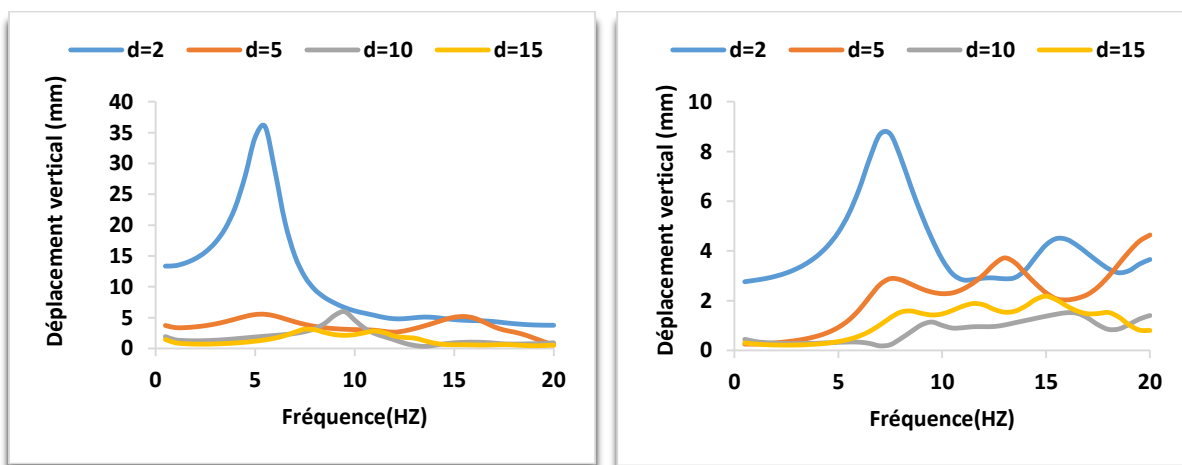
De plus, on note que le déplacement vertical atteint les valeurs maximales pour des fréquences égales à **6Hz** (cas statique). Par contre, le déplacement horizontal atteint les valeurs maximales pour des fréquences supérieures à **6Hz**, à partir de cette valeur on déduit la une diminution des amplitudes des déplacements



Déplacement vertical

Déplacement horizontal

Figure V.14. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal au centre de la fondation "N1"(avec excavation)



Déplacement vertical

Déplacement horizontal

Figure V.15. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal au niveau de la dalle "N2"(avec excavation)

Chapitre V : Modélisation de l'effet des phases de la réalisation de la galerie sur la réponse dynamique de système fondation-galerie

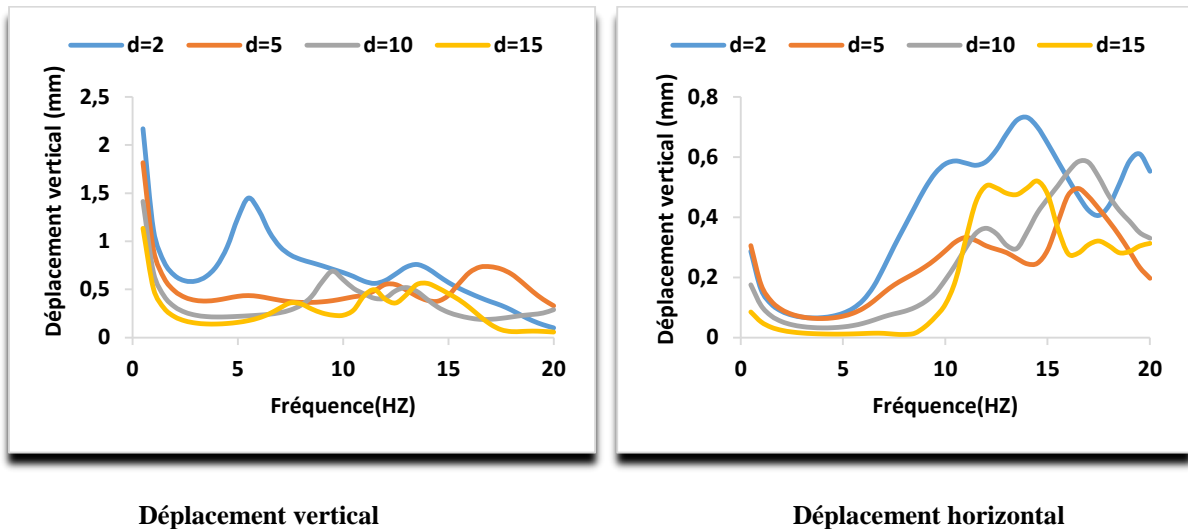


Figure V.16. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal à l'interface sol-galerie "N3" (avec excavation)

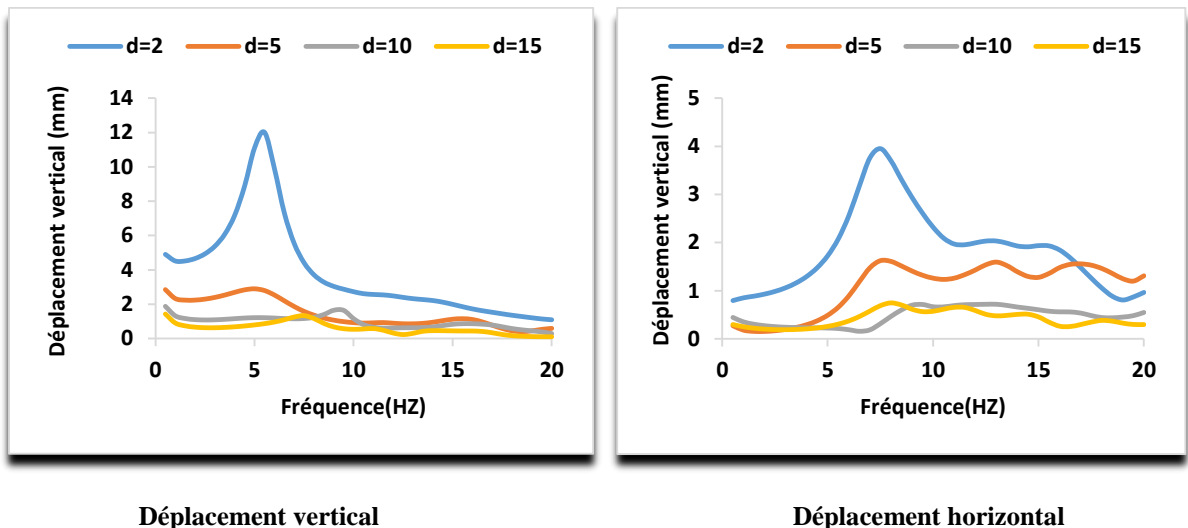


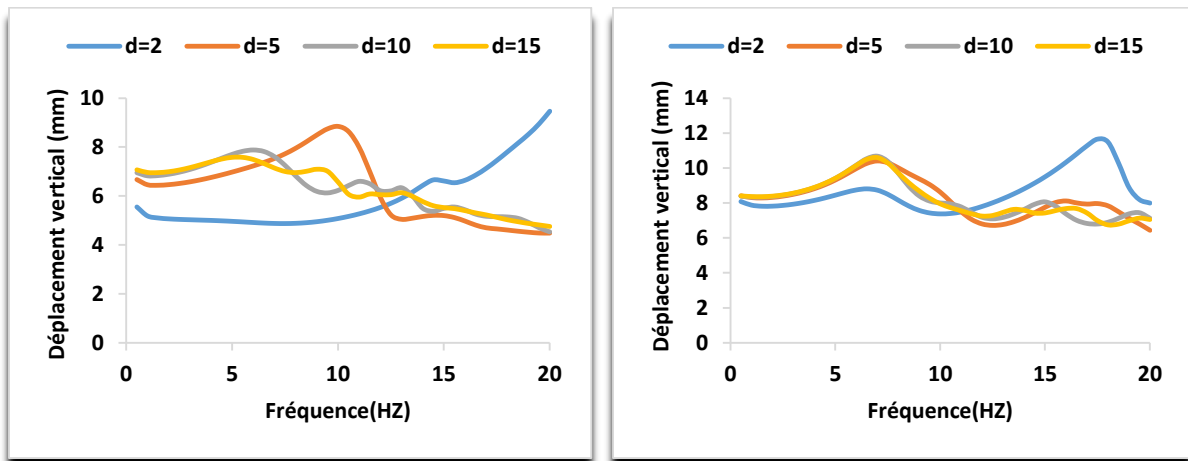
Figure V.17. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal dans l'entrée du tunnel "N4" (avec excavation)

Les figures V.14 à V.17 présentent la variation des déplacements vertical et horizontal en fonction de la fréquence d'excitation après l'excavation de la galerie pour les différentes profondeurs de la galerie ($d=2$ m, 5 m, 10 m et 15 m). Après excavation de la galerie, les déplacements aux points de contrôle sont fortement affectés par la profondeur de la couverture. La figure V.14 montre que le déplacement vertical maximal de la fondation est obtenu à $d=2$ m pour la fréquence égale à **5 Hz** et le déplacement horizontal maximal de la fondation est obtenu pour la fréquence égale à **7 Hz**.

Les figures V.14 à V.17 montrent que la variation des déplacements est ne plus contrôlée car lors de l'excavation le milieu est en déséquilibre total, cette caractéristique est traduite par

Chapitre V : Modélisation de l'effet des phases de la réalisation de la galerie sur la réponse dynamique de système fondation-galerie

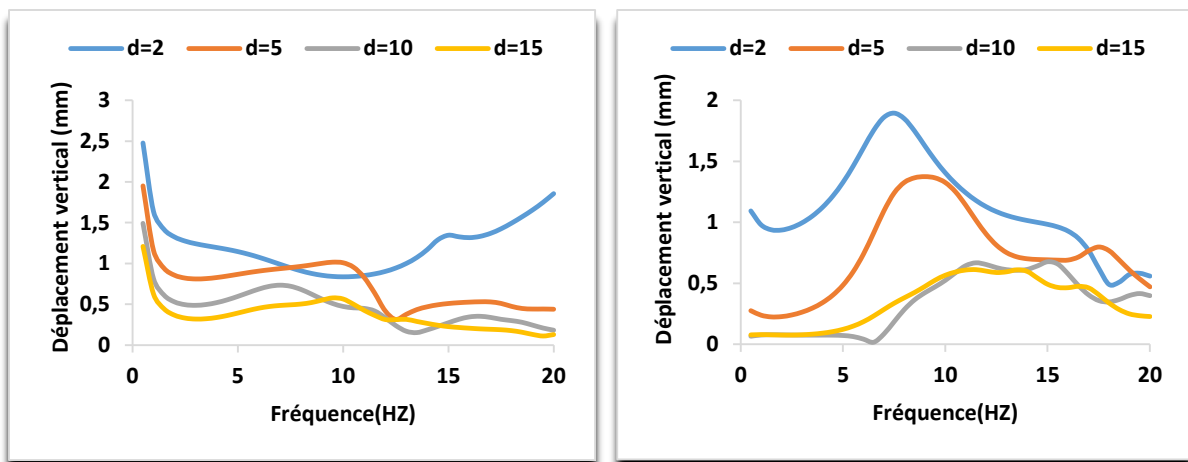
l'apparition des pics de résonance dans tous les points de contrôle et le mouvement devient périodique. Le déplacement vertical à la clé est maximal dans les basses fréquences (inférieur à 5Hz) pour les épaisseurs 2m, 5m. Ceci peut être dû à la diminution de la rigidité verticale provoquée par le mouvement de terrain pendant l'excavation.



Déplacement vertical

Déplacement horizontal

Figure V.18. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal au centre de la fondation "N1" (avec soutènement)



Déplacement vertical

Déplacement horizontal

Figure V.19. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur déplacement vertical et horizontal au niveau de la dalle "N2" (avec soutènement)

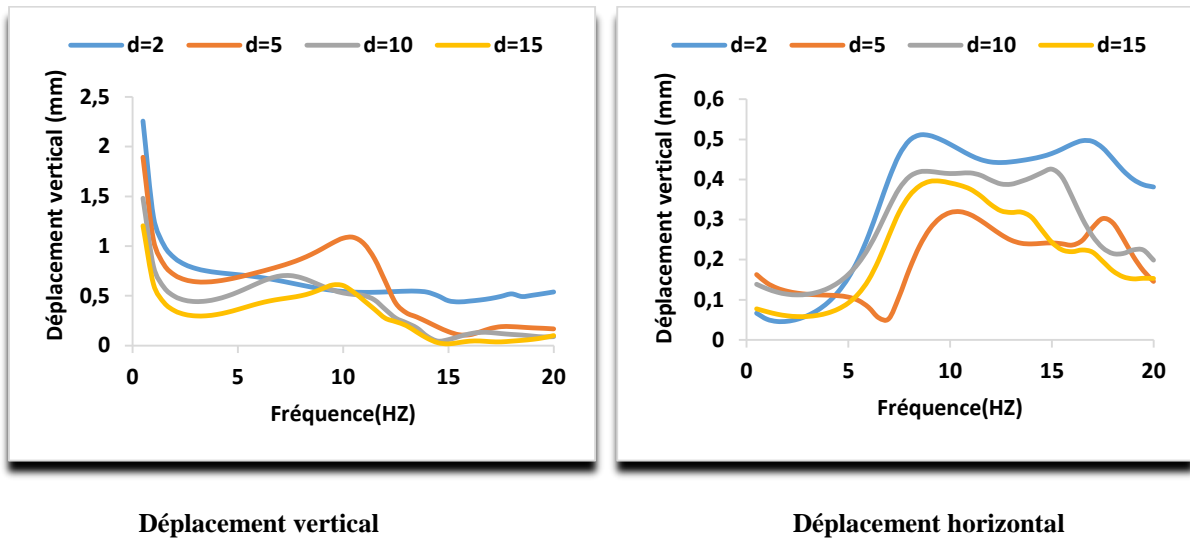


Figure V.20. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal à l'interface sol-galerie "N3" (avec soutènement)

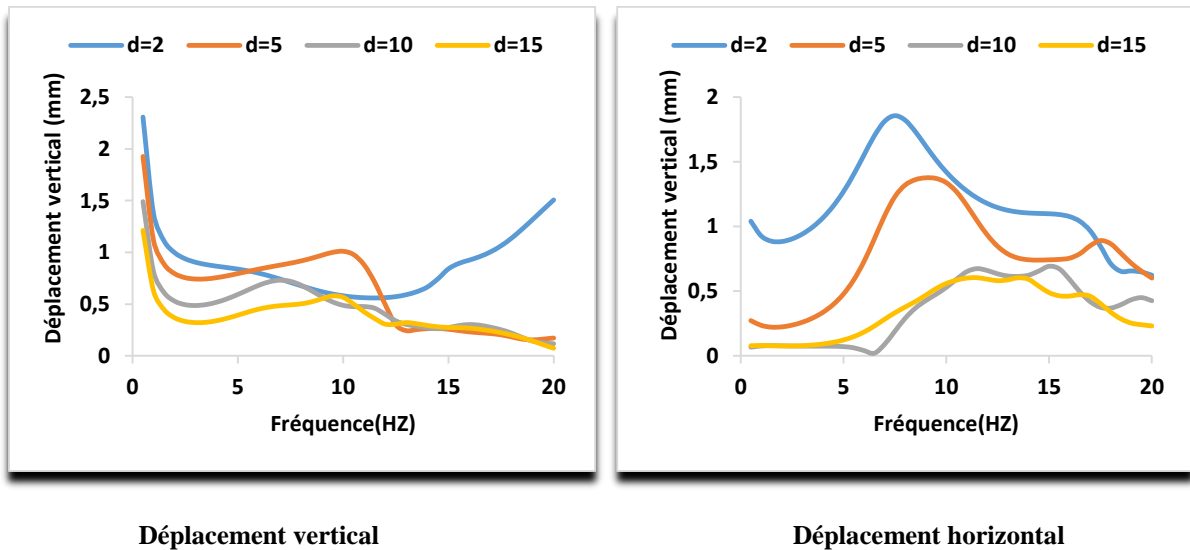
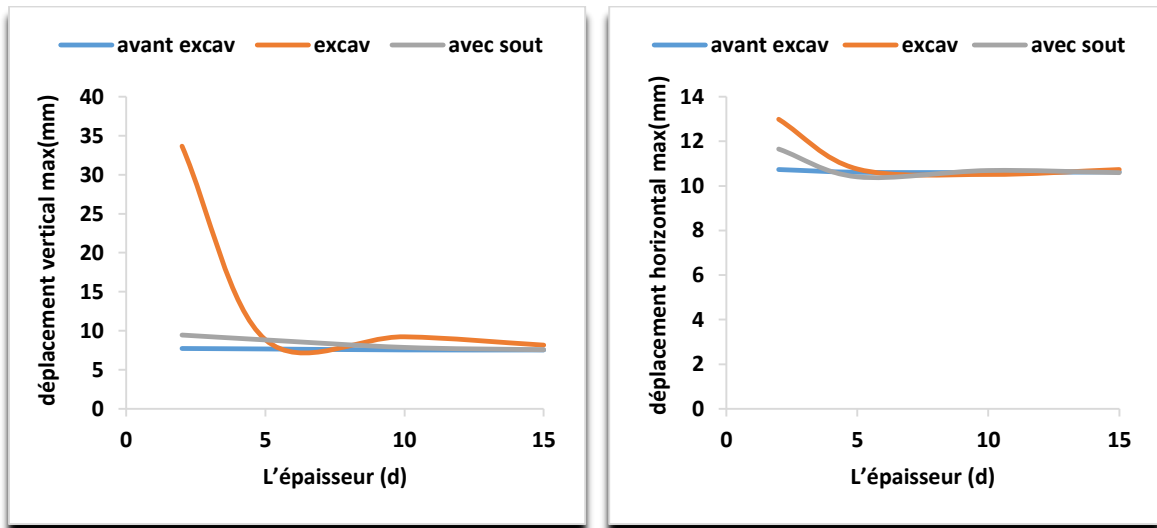


Figure V.21. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur le déplacement vertical et horizontal dans l'entrée du tunnel "N4" (avec soutènement)

L'opération de la mise en place de soutènement est très délicate, cette phase engendre l'équilibre total de l'ouvrage après la phase d'excavation. Les déplacements sont réduits d'une façon très significative figure V.18. Pour les tunnels de faibles couvertures le déplacement vertical de la fondation est fortement affecté par la mise en place de soutènement et l'évolution de déplacement devient incontrôlable. Ceci n'est pas le cas pour le déplacement horizontal. Cette caractéristique est valable aussi pour le déplacement vertical à la clé de la galerie.

De plus, on note que le déplacement vertical atteint les valeurs maximales dans les faibles fréquences. Par contre, le déplacement horizontal atteint les valeurs maximales dans les hautes fréquences supérieures à **5Hz**, à partir de cette valeur on note l'apparition des pics de résonance.

V.4.3. Variation des déplacements max pendant les phases d'excavation en fonction de l'épaisseur(d) :

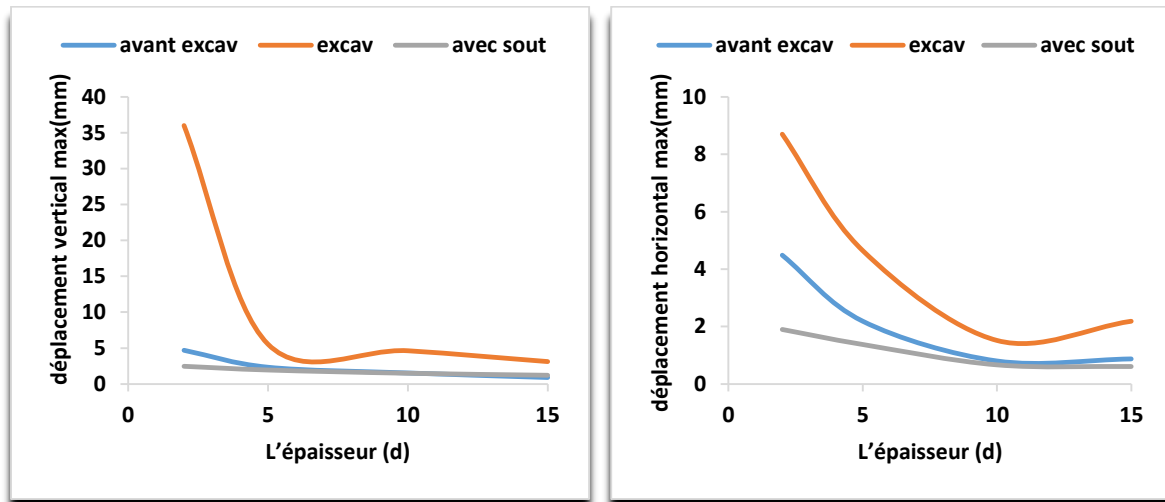


Déplacement vertical

Déplacement horizontal

Figure V.22. La variation de déplacement maximal vertical et horizontal au centre de la fondation (N1)

La figure V.22 montre que le déplacement vertical et horizontal maximal de la fondation est obtenu dans la phase excavation pour des profondeurs inférieures à 5m. Avant la phase d'excavation la relation entre le déplacement et la couverture est sensiblement linéaire. Après la mise en place de soutènement on remarque que le déplacement se diminue et revient presque à l'état avant l'excavation.



Déplacement vertical

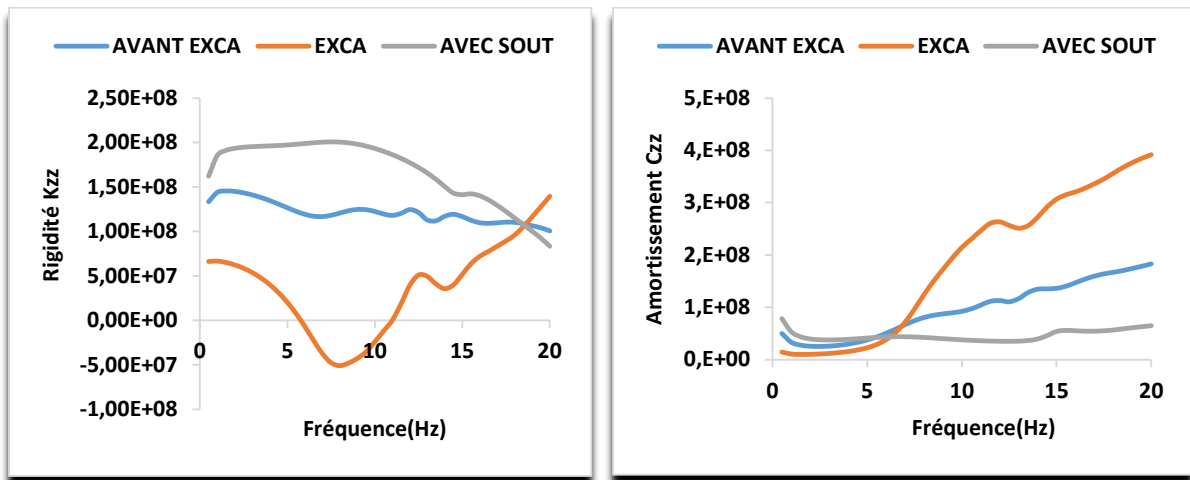
Déplacement horizontal

Figure V.23. La variation de déplacement maximal vertical et horizontal au niveau de la dalle (N2)

La figure V.23 présente l'influence des phases d'excavation de la galerie sur la variation des déplacements maximums à la clé de la galerie en fonction de la profondeur d. La figure V.23 montre que pour les profondeurs varier entre 2m à 5m le déplacement vertical maximal est fortement affecté par l'excavation de la galerie, de la même manière le déplacement horizontal est similaire que le déplacement vertical mais prendre des valeurs réduite.

V.5. Evolution des impédances dynamiques dans la fondation et à la clé de la galerie pendant la réalisation :

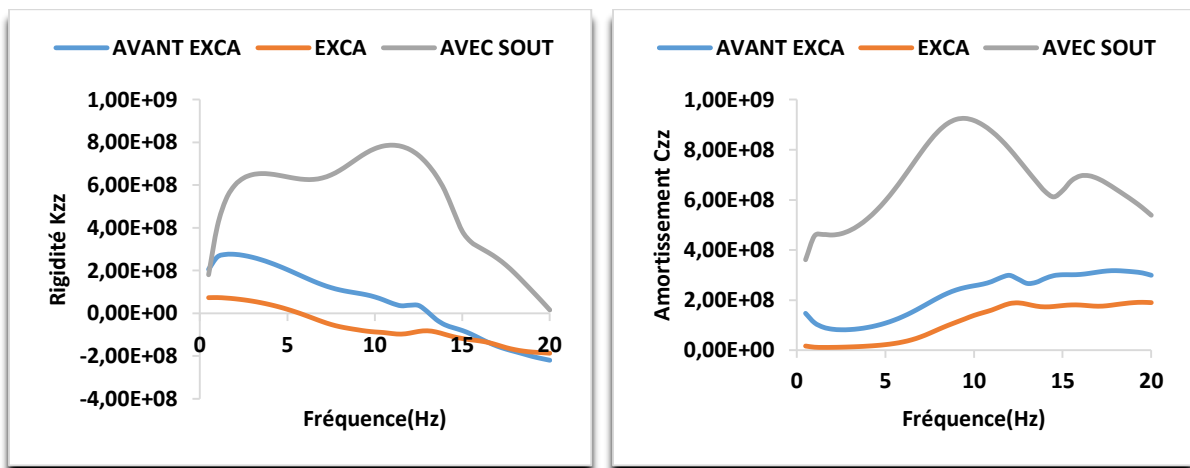
V.5.1. Impédances dynamiques verticales (K_{zz} , C_{zz}) :



Rigidité K_{zz}

Amortissement C_{zz}

Figure V.24. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale au centre de la fondation "N1" (d=2m)



Rigidité K_{zz}

Amortissement C_{zz}

Figure V.25. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale au niveau de la dalle "N2" (d=2m)

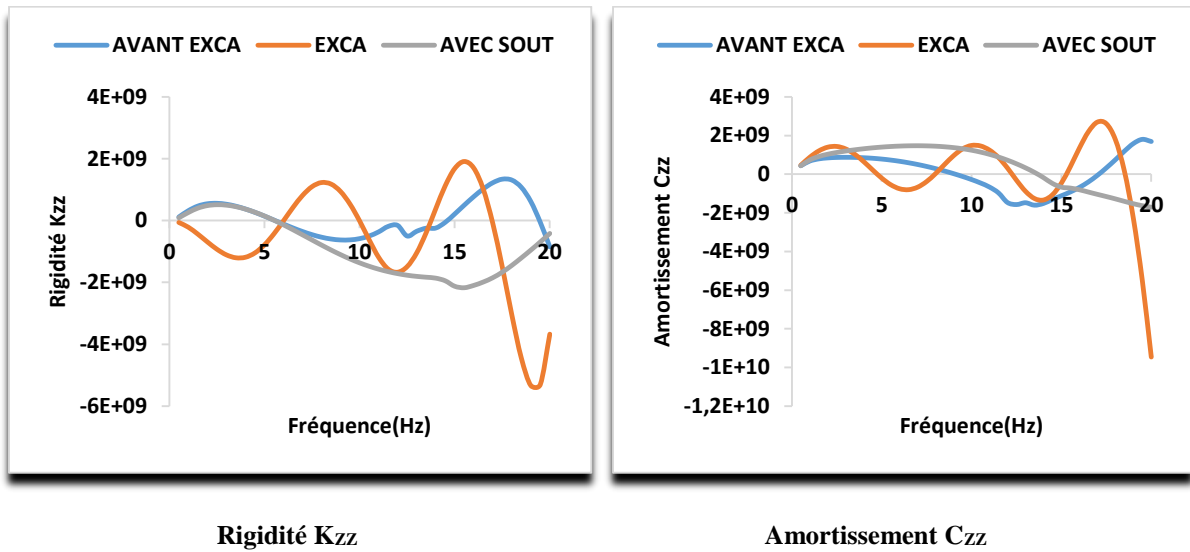


Figure V.26 Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale à l'interface sol-galerie "N3" (d=2m)

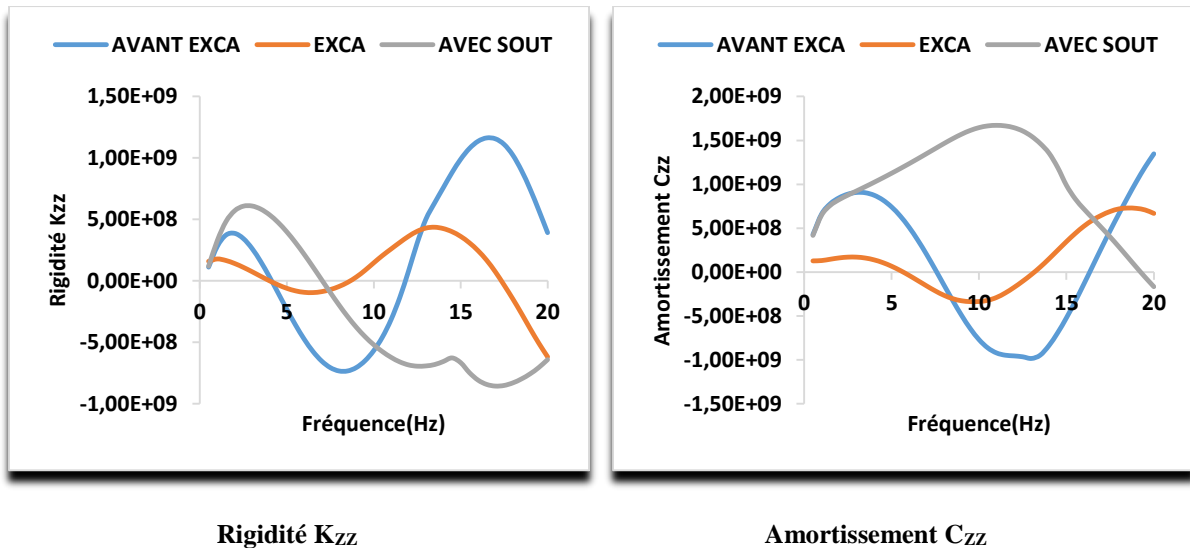


Figure V.27. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale dans l'entrée du tunnel "N4" (d=2m)

Les figures V.24 à V.27 présentent l'influence des phases de réalisation de la galerie sur la variation de la rigidité dynamique de l'ouvrage dans tous les points de contrôle, à la clé de la galerie (à l'interface sol-galerie et au niveau de la dalle) et dans l'entrée du tunnel. La rigidité dynamique est calculée par application d'une charge harmonique au centre de la fondation, cette charge est supposée provient de la superstructure est représenté l'effet inertiel des structures à la surface libre. Les résultats obtenus montrent que lors de la réalisation de l'ouvrage souterrain le comportement dynamique de système fondation-sol-galerie est fortement affecté par les phases de construction. Les figures V.24 et V.25 montrent que l'impédance dynamique verticale

Chapitre V : Modélisation de l'effet des phases de la réalisation de la galerie sur la réponse dynamique de système fondation-galerie

de la fondation et à la clé de la galerie est influencé par la phase d'excavation, la rigidité dynamique devient maximale et son signe est négatif, ceci peut être due à l'effet de vibration de masse existe entre la fondation et la galerie. Par contre à l'entrée de la galerie la rigidité maximale est obtenue avant la phase d'excavation Figure V.27. Les résultats montrent que la fréquence fondamentale de système a été changée quand passe d'une phase à l'autre.

L'amortissement à son tour aussi, il est fortement affecté par l'effet de réalisation de cet ouvrage. L'évolution de ce dernier n'est plus contrôlée et son signe est forcément positif.

V.5.2. Impédances dynamiques horizontales (K_{xx} , C_{xx}) :

Maintenant en appliquant une force horizontale au centre de la fondation, la rigidité et l'amortissement sont calculés par le même principe. Les résultats obtenus sont présentés dans les figures suivantes:

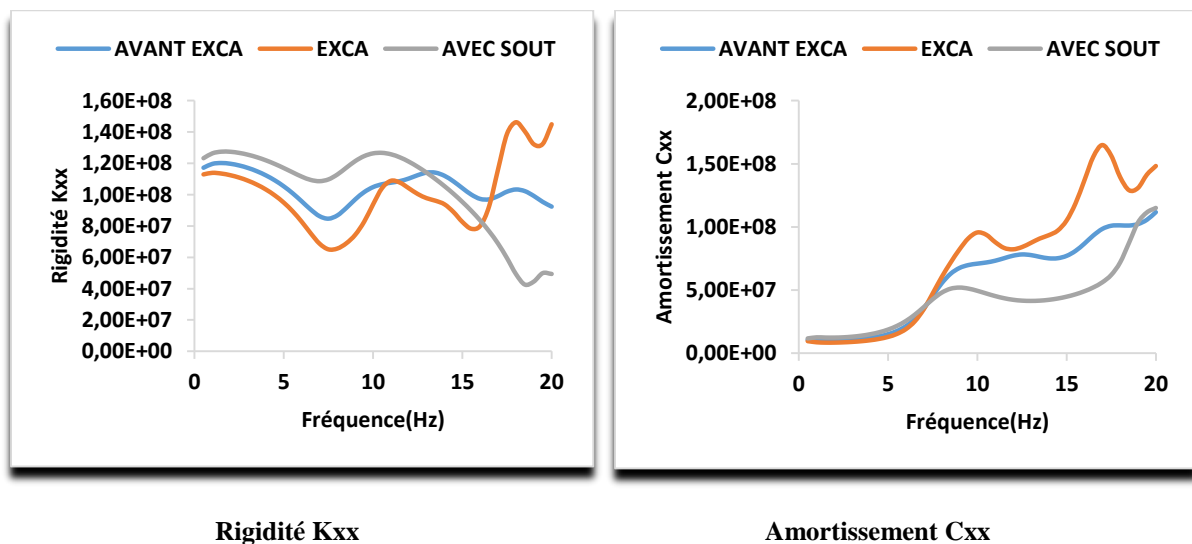


Figure V.28. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale au centre de la fondation "N1"(d=2m)

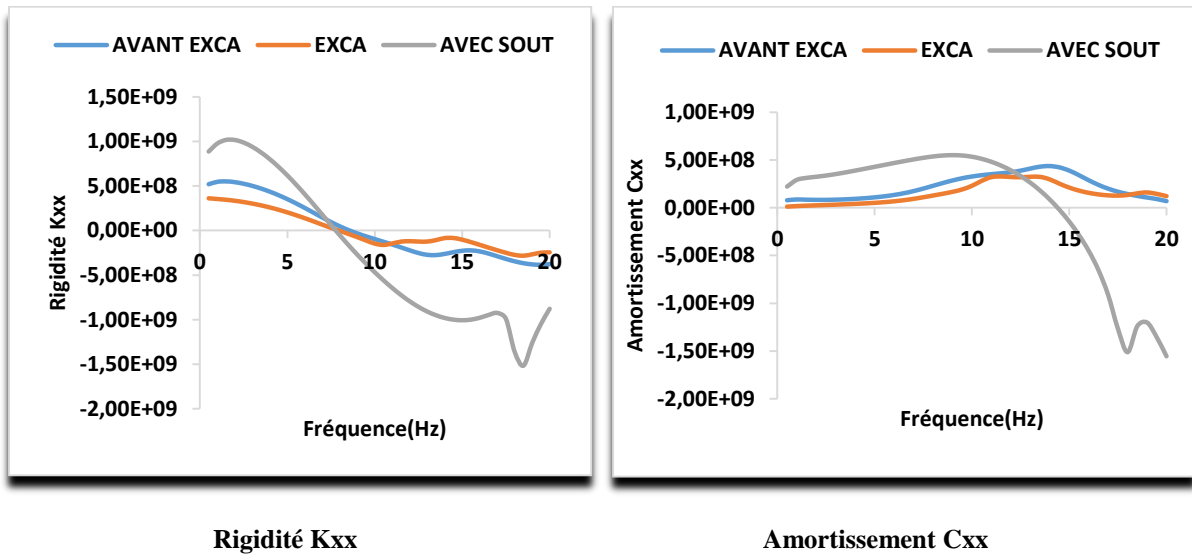


Figure V.29. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale au niveau de la dalle "N2" (d=2m)

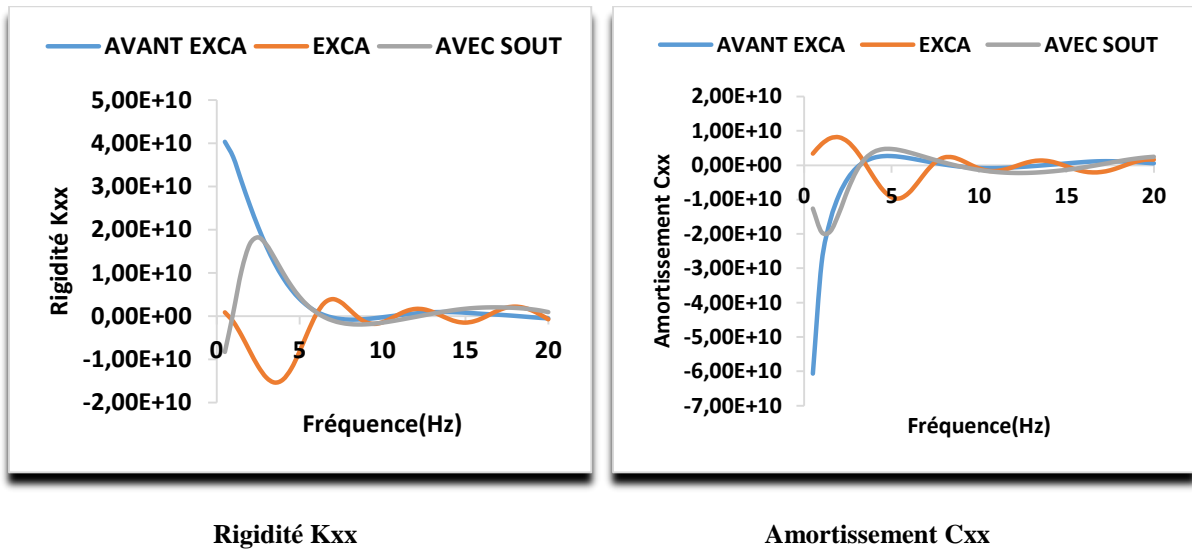


Figure V.30. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale à l'interface sol-galerie "N3" (d=2m)

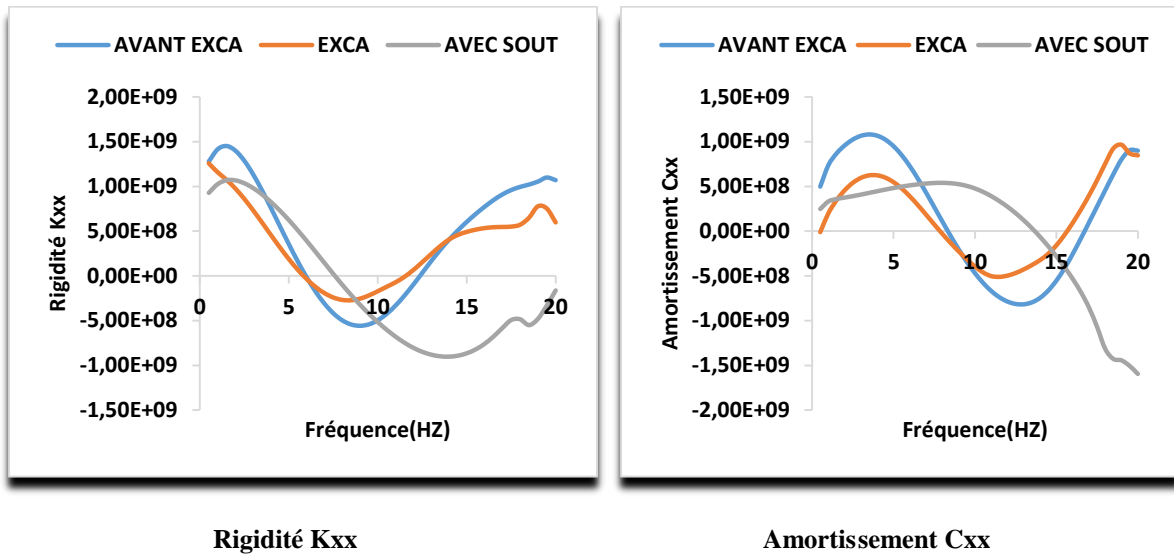


Figure V.31. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale dans l'entrée du tunnel "N4" (d=2m)

Si on compare les résultats obtenus dans la direction horizontale avec ceux verticale, on trouve les mêmes caractéristiques de la rigidité et l'amortissement figures V.28 à V.31. Sauf deux différentes remarques dont l'impédance au niveau de la dalle après la mise on place de soutènement le signe est inversée dans les hautes fréquences et pour l'impédance à l'interface sol-galerie, la diminution de cette dernière est proportionnelle à l'augmentation de la fréquence.

V.6. Influence de la profondeur de la galerie sur la variation de l'impédance dynamique :

V.6.1. Impédances dynamiques verticales (K_{zz} , C_{zz}) :

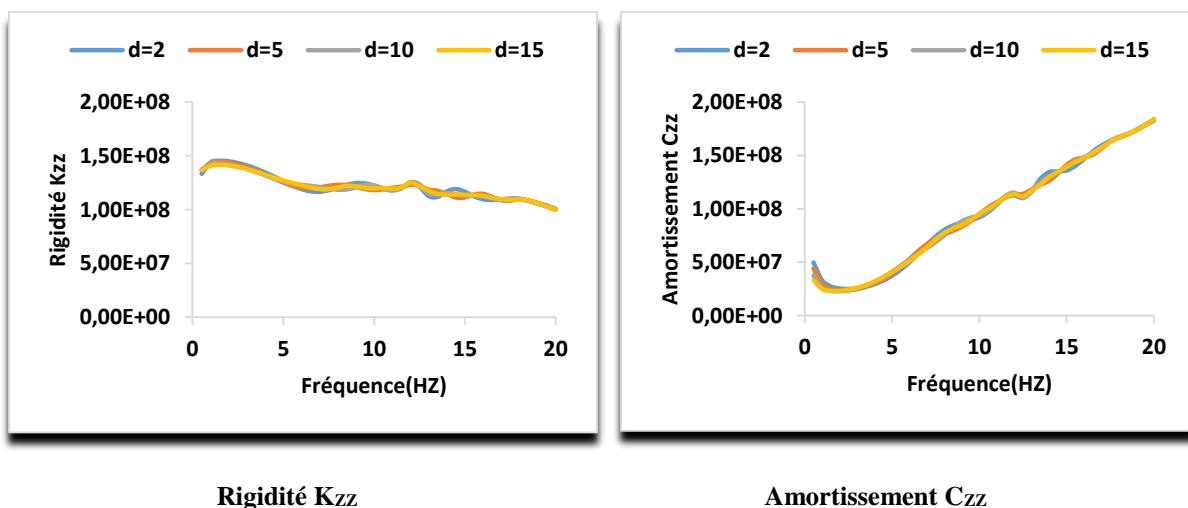
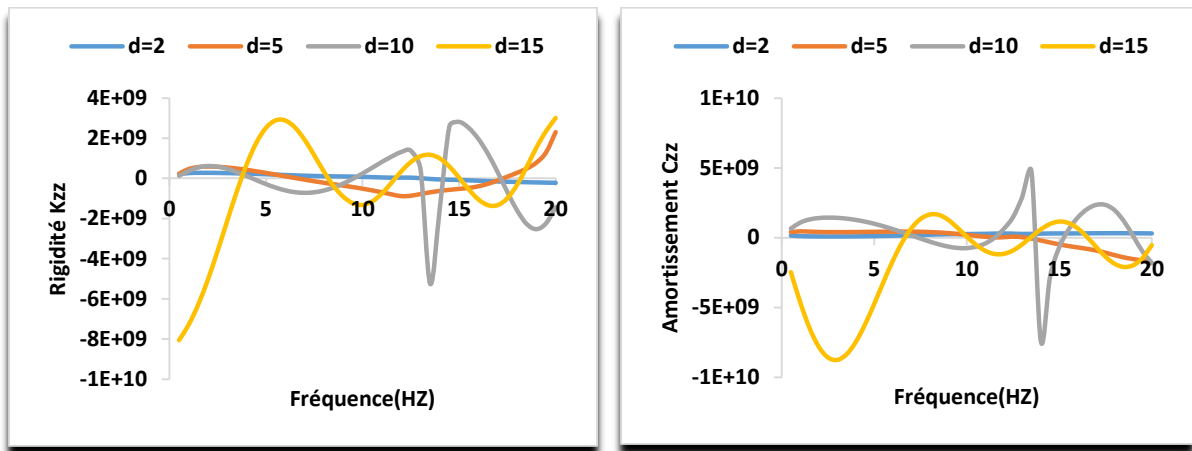


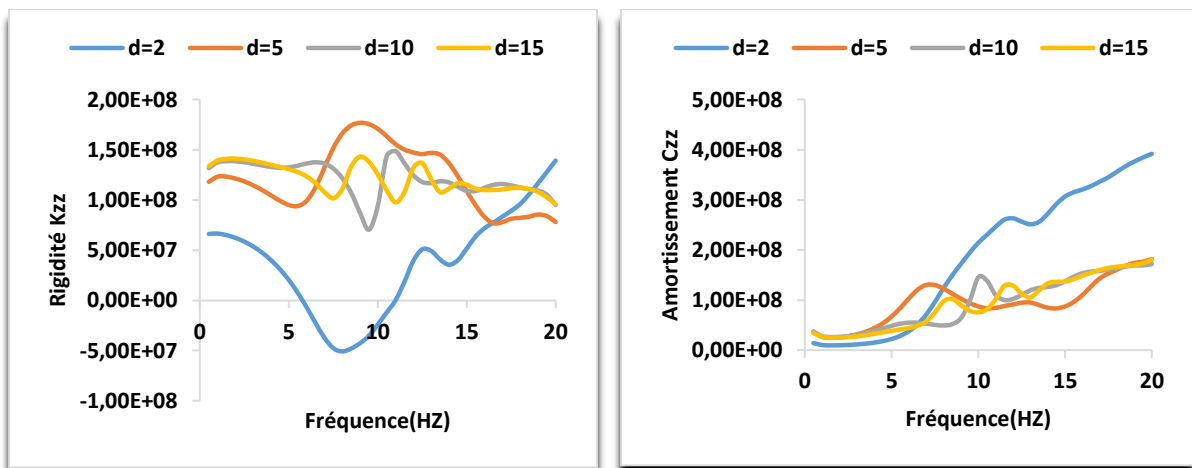
Figure V.32. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance verticale au centre de la fondation "N1" (avant excavation)



Rigidité K_{zz}

Amortissement C_{zz}

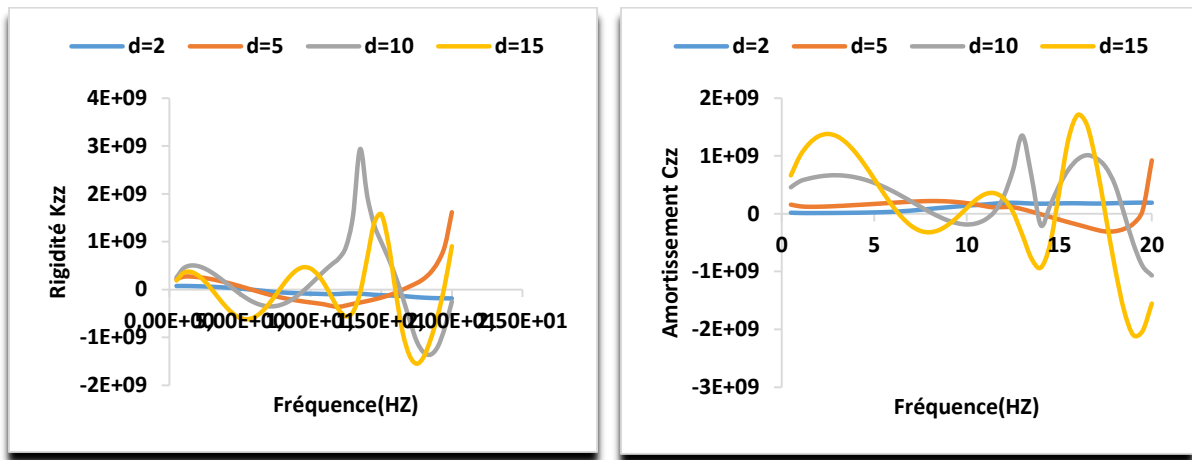
Figure V.33. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance verticale au niveau de la dalle "N2" (avant excavation)



Rigidité K_{zz}

Amortissement C_{zz}

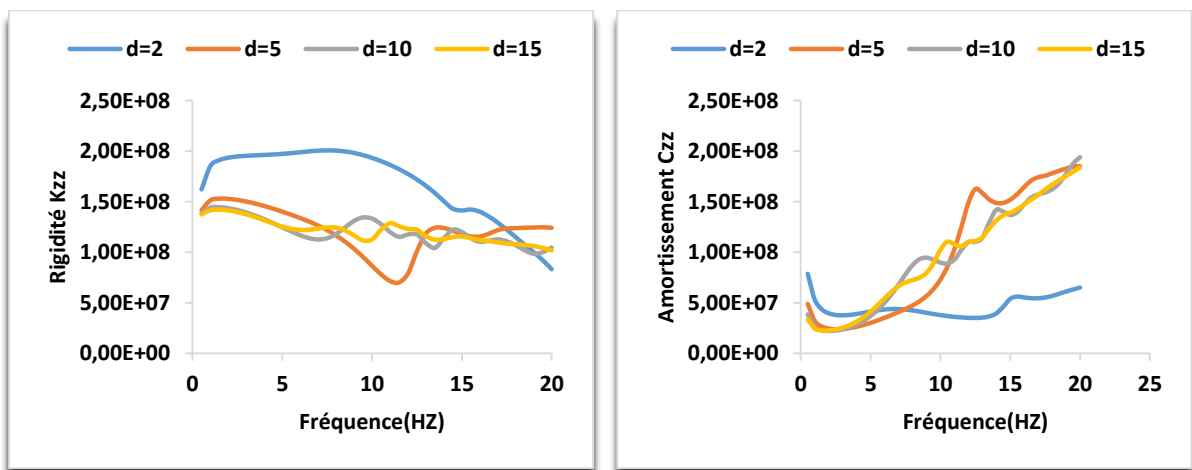
Figure V.34. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance verticale au centre de la fondation "N1" (avec excavation)



Rigidité K_{zz}

Amortissement C_{zz}

Figure V.35. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance verticale au niveau de la dalle "N2" (avec excavation)



Rigidité K_{zz}

Amortissement C_{zz}

Figure V.36. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance verticale au centre de la fondation "N1" (avec soutènement)

Chapitre V : Modélisation de l'effet des phases de la réalisation de la galerie sur la réponse dynamique de système fondation-galerie

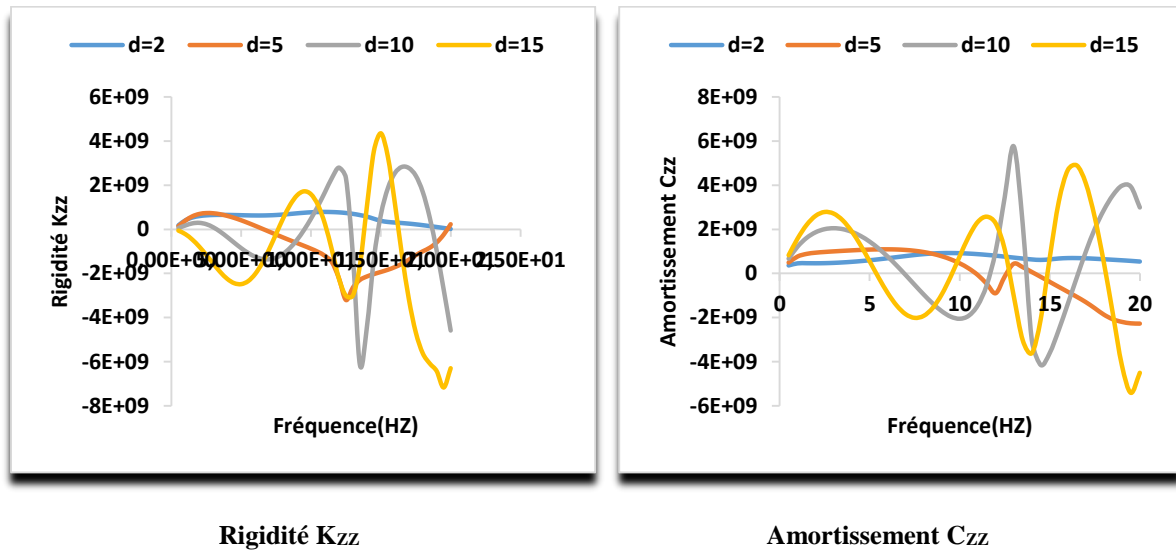


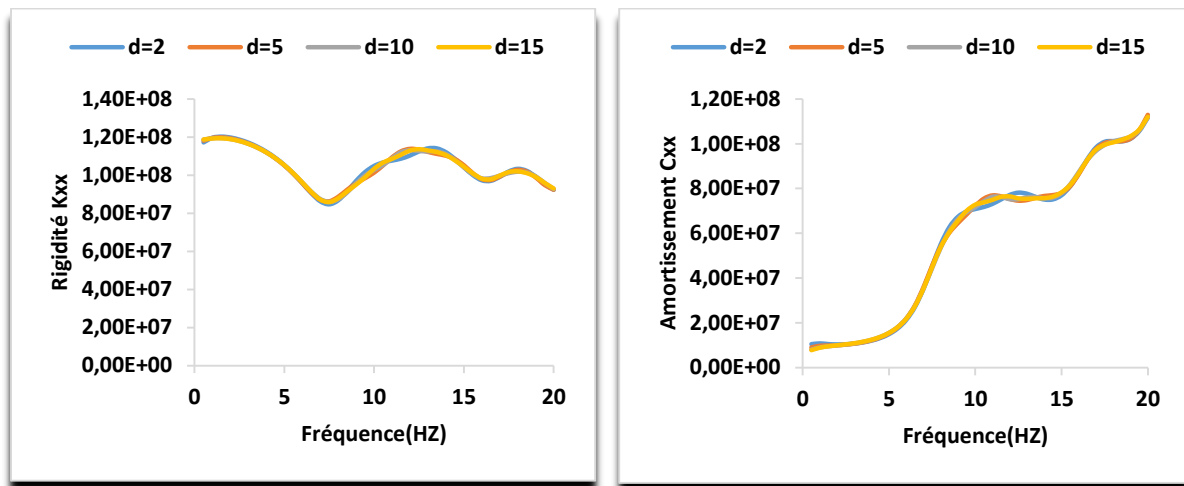
Figure V.37. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance verticale au niveau de la dalle "N2" (avec soutènement)

Les figures V.32 à V.37 présentent l'influence de la profondeur de la couverture sur la variation de la rigidité dynamique au centre de la fondation et la clé de la galerie. Les résultats obtenus montrent l'importance de la couverture des ouvrages souterrains dans les sites urbains au moment des vibrations. Avant l'excavation l'impédance dynamique de la fondation n'est pas affectée par la profondeur d , mais au point de contrôle N2 à la clé de la galerie devient maximale pour $d=15\text{m}$ dans les faibles fréquences. Après l'excavation l'impédance dynamique verticale devient très sensible à cette phase, la rigidité dynamique pour $d=10\text{m}$ atteint une valeur exceptionnelle dans les hautes fréquences. Cette rigidité est provoquée par l'effet de la poussée dynamique.

Après la mise en place de soutènement la galerie devient très rigides Figure V.37 est surtout pour des profondeurs $d=5\text{m}$. Dans cette étude l'exception a été marquée au niveau de l'impédance de fondation, sa rigidité est négative pour quelques fréquences et pour toutes les profondeurs de couvertures.

Comme mentionné déjà dans les commentaires précédents, l'amortissement est fortement influencé par les phases de réalisation des ouvrages souterrains. L'évolution de ce dernier est incontrôlable et sa variation est périodique. En termes des valeurs la variation de l'amortissement est stable et le système reste dans la même dissipation dans toutes les phases de réalisation de l'ouvrage.

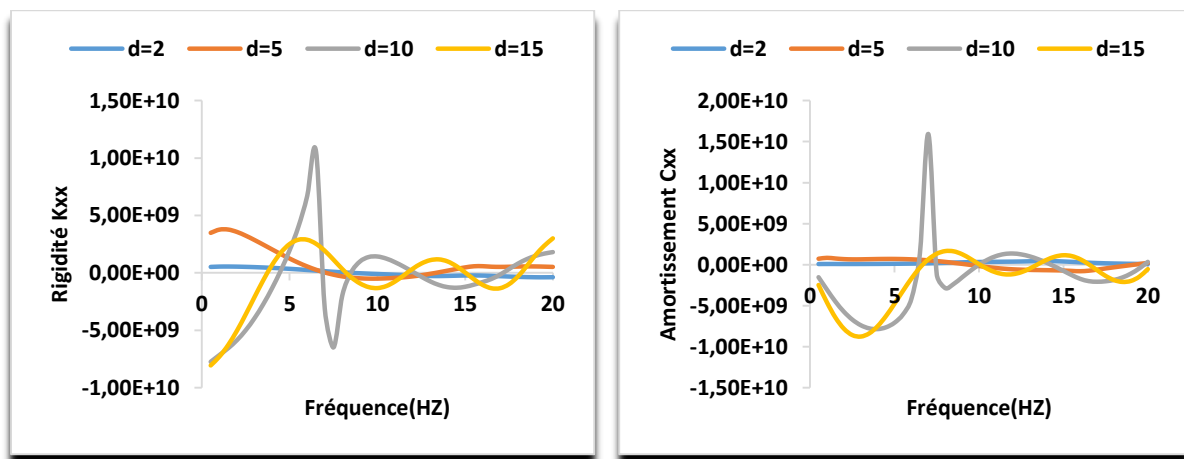
V.6.2. Impédances dynamiques horizontales (K_{xx} , C_{xx}) :



Rigidité K_{xx}

Amortissement C_{xx}

Figure V.38. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance horizontale au centre de la fondation "N1" (avant excavation)



Rigidité K_{xx}

Amortissement C_{xx}

Figure V.39. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance horizontale au niveau de la dalle "N2" (avant excavation)

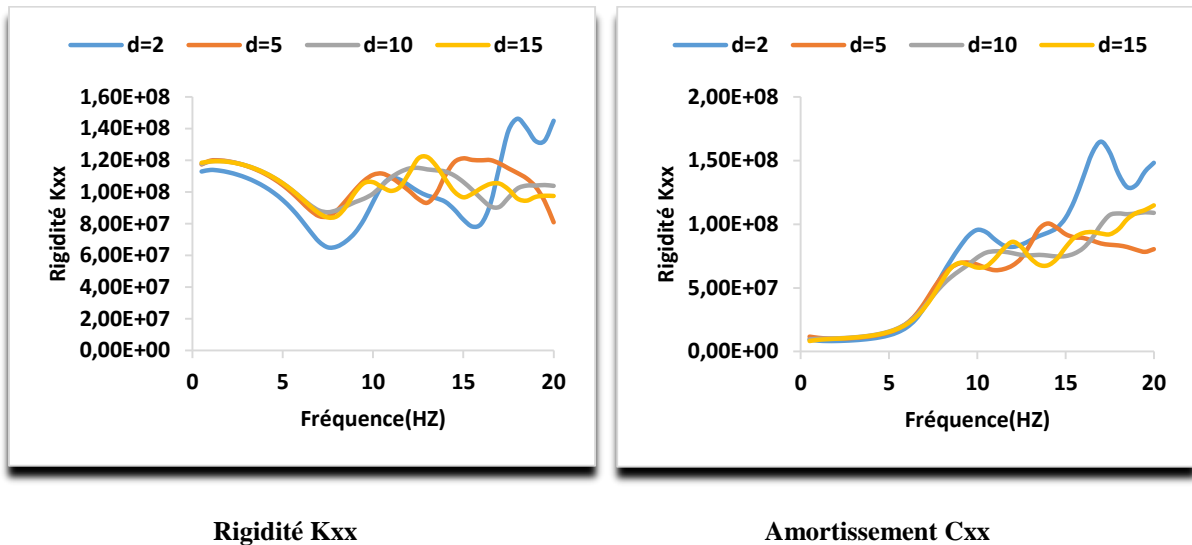


Figure V.40. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance horizontale au centre de la fondation "N1" (avec excavation)

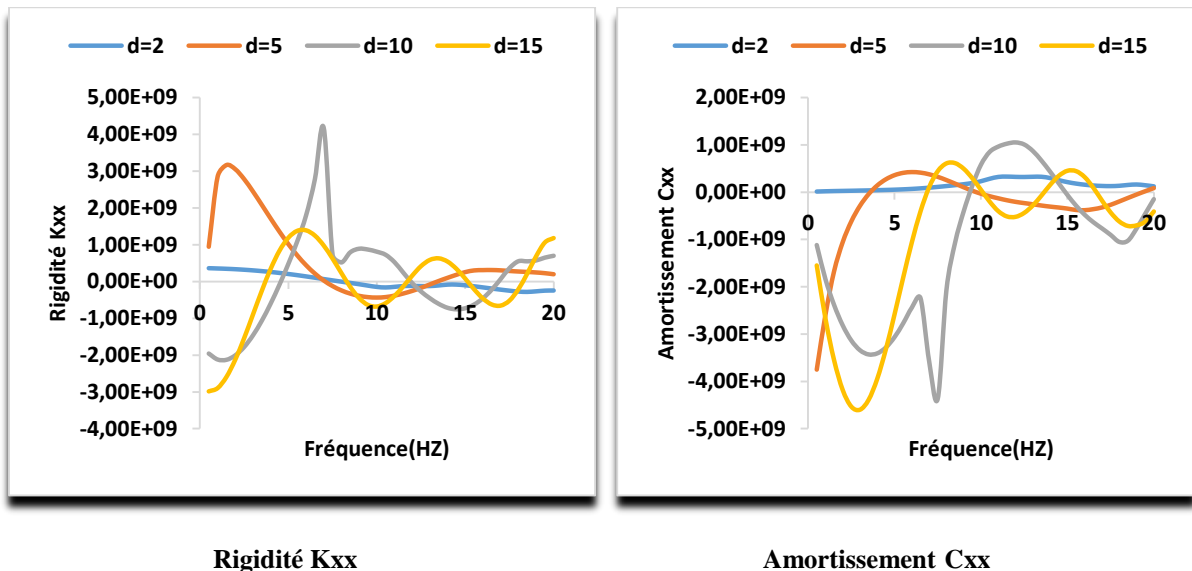


Figure V.41. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance horizontale au niveau de la dalle "N2" (avec excavation)

Chapitre V : Modélisation de l'effet des phases de la réalisation de la galerie sur la réponse dynamique de système fondation-galerie

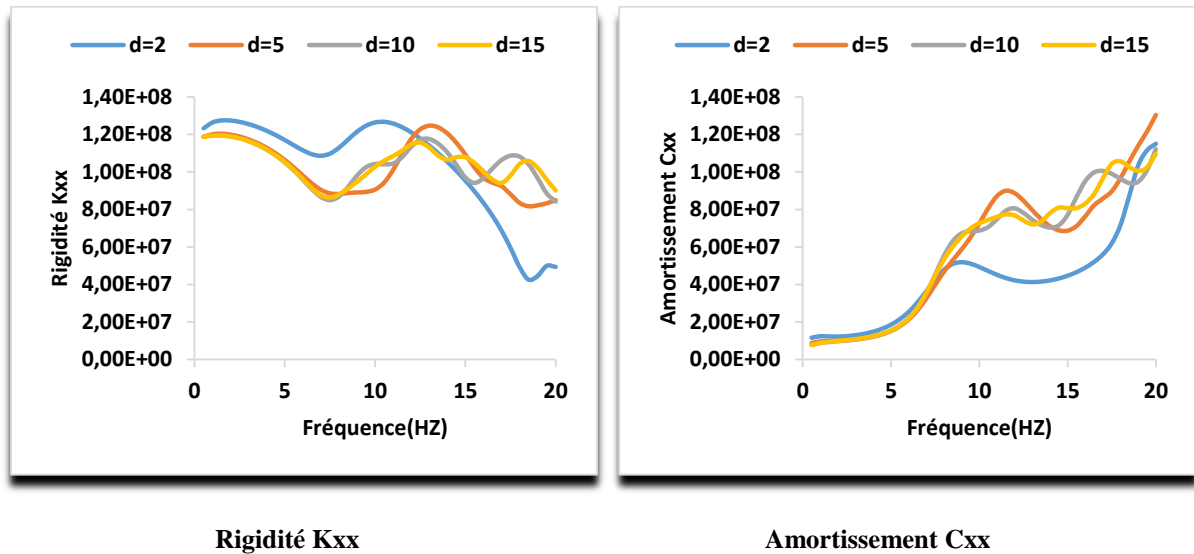


Figure V.42. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance horizontale au centre de la fondation "N1" (avec soutènement)

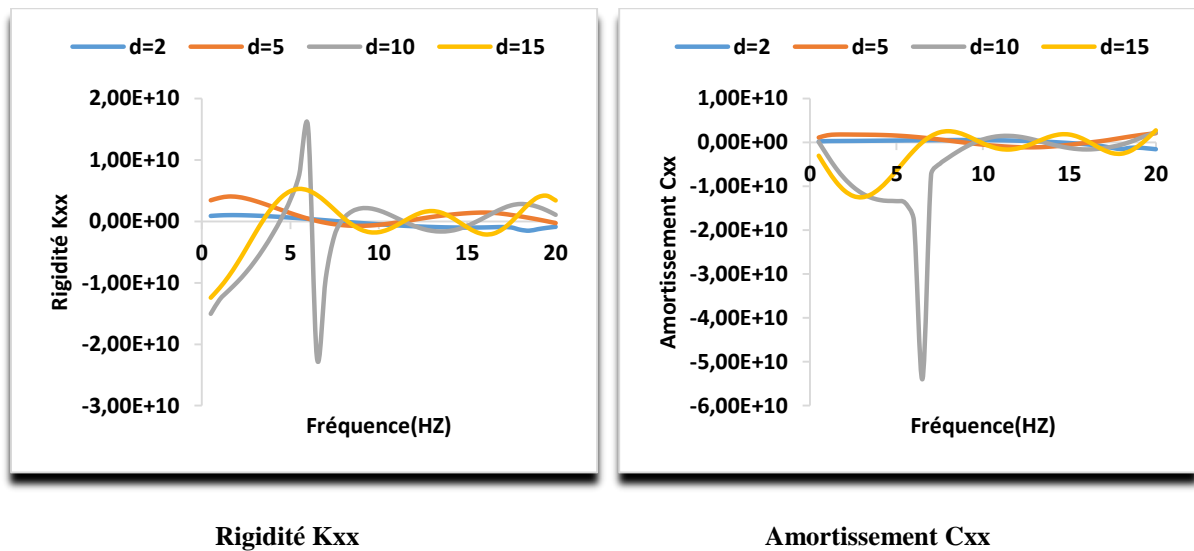


Figure V.43. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance horizontale au niveau de la dalle "N2" (avec soutènement)

D'après les résultats obtenus la profondeur de la galerie garde toujours son rôle. L'impédance dynamique horizontale à la clé est fortement affectée par l'activation de soutènement et les résultats obtenus sont similaires à ceux de l'impédance dynamique verticale en forme d'évolution et différentes en termes de valeurs et surtout dans les faibles fréquences.

V.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, un modèle numérique tridimensionnel avec les frontières absorbantes est proposé pour étudier l'influence des phases de réalisation d'une galerie rectangulaire sur le comportement dynamique de système galerie-sol-fondation. Les éléments en interaction sont supposés viscoélastiques. Le sol et la galerie sont modélisés par des éléments volumiques et la fondation par élément coque. La fondation est considérée sans masse, seulement l'interface sol-fondation a été mise en œuvre. Les résultats obtenus sont présentés en premier lieu par des déplacements au centre de la fondation, à la clé de la galerie (interface et paroi intérieure de la galerie) et au centre de l'entrée de tunnel. En deuxième lieu les fonctions impédances sont calculés dans les quatre points de contrôle comme ceux des déplacements et sont présentées en partie réelle et imaginaire.

Les résultats obtenus ont montré que l'étude de comportement dynamique des ouvrages souterrains à faibles couvertures est un facteur non négligeable.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans ce travail nous nous sommes intéressés à l'étude du comportement dynamique des tunnels à faibles couvertures lors des phases d'excavation dans les sites urbains. Un développement mathématique a été réalisé afin d'étudier le comportement dynamique des fondations posées sur des tunnels dans les sites urbains. Dans ce développement mathématique la méthode de convergence-confinement a été mise en œuvre à travers la contrainte verticale provoquée par la masse supérieure sur le tunnel et le taux de déconfinement qui présente l'effet d'excavation et la pose de soutènement circulaire.

En suite un modèle numérique en 3D et en MEF avec les frontières absorbantes est proposé pour étudier l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique de système Galerie-Sol-Fondation lors des phases d'excavation. Une étude paramétrique est réalisée ; tels que les déplacements des fondations causés par le mouvement du sol induit par l'excavation d'un tunnel sous structures et l'effet d'interaction de sol-structure se traduit par l'évaluation des déplacements des fondations sont présentés.

Dans un second temps, nous avons calculé les impédances dynamiques verticales et horizontales Par application d'une force harmonique au centre de la fondation et elles sont présentées en partie réelles et amortissement.

Les déplacements des fondations induites par l'excavation du tunnel est un problème interactif. Il y a une présence des effets du sol supportant les fondations. Les résultats obtenus dans ce travail peuvent donner une image plus détaillée de ce problème d'interaction.

Les résultats des impédances dynamiques en fonction de la fréquence d'excitation sont présentés, deux paramètres très importants « l'épaisseur de la couche de sol » et « les phases d'excavation » que ont une influence sur les impédances dynamiques verticales et horizontales du système fondation-galerie.

Les résultats obtenus ont montré :

- 1- L'étude paramétrique a mis en relief l'influence importante de trois paramètres à savoir l'épaisseur de la couche de sol, le module d'Young et le rayon de la fondation.

- 2- Le taux de déconfinement affecte d'une manière très significative le déplacement vertical et la rigidité dynamique de fondation lors d'excavation des tunnels.
- 3- Les fonctions impédances sont frottements influencés par l'augmentation de l'épaisseur de la couche de sol et le rayon de la fondation.
- 4- Les résultats obtenus montrent l'efficacité la méthode des cônes en conjonction avec la technique de convergence confinement ; ainsi l'efficacité du modèle numérique surtout dans les faibles fréquences.

Références bibliographique

Références

- 1-** AFTES. (1995). "Recommandations relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain ".tunnels et ouvrages souterrains(132).
- 2-**ARISTAGHES P., AUTUORI PH. Calcul des tunnels creusés au tunnelier. In: AFTES Journées d'études internationales de Chambéry, 1996, pp. 145-150.
- 3-**ATTEWELL P.B. An overview of site investigation and long-term tunnelling induced settlement in soil. Engineering geology of underground movements, Geological Society Engineering Geology Special Publication, 1987, n° 5, pp. 55-61.
- 4-**ATTEWELL P.B. Ground movements caused by tunnelling in soil. In: Conference on Large Ground Movements and Structures, 1977, Cardiff, pp. 812-984.
- 5-**Aubry D, Clouteau D (1992) «A subdomain approach to dynamic soil-structure interaction». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 251–272. Ouest editions/AFPS, Nantes 1992
- 6-**BERNAT S. Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble, qualification sur chantier expérimental. Thèse Sci. Lyon: Ecole Centrale de Lyon, 1996, 215 p.
- 7-**BERRY D.S. Progress in the analysis of ground movements due to mining. In: Conf. Large ground movements ans structures, 1977, Cardiff, pp. 781 -811.
- 8-**Boumekik A (1985) «Fonctions impédances d'une fondation vibrante en surface ou partiellement encastrée dans un sol multicouche». Free University of Bruxelles. Ph.D. Thesis.
- 9-**Bühler, M. et Cudmani, R. (2005). Numerical investigation of the seismic behaviour of structures on soft and liquefiable soils considering the non-linear soil-foundation-structure interaction. *250th anniversary of the 1755 Lisbon earthquake*.
- 10-**Charisis Chatzigogos (2007). «Comportement sismique des fondations superficielles : vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception». Thèse .ECP. Paris France

- 11**-Cremer, C. (2001). «Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séisme». Thèse de doctorat, LMT Cachan - ENS, France.
- 12**-Dobry, R., and Gazetas,G. «Dynamic response of arbitrarily shaped foundations».J. Geotech. Eng., 112-2, 109-135. (1986)
- 13**-Emmanuelle LE FICHOUX "PRÉSENTATION ET UTILISATION DE CAST3M " à l'École Nationale Supérieure des Techniques Avancées (ENSTA).
- 14**-Faouzi MERIBOUT "ANALYSE DE LA TRANSMISSION AU SOL DES VIBRATIONS A PARTIR D'UNE STRUCTURE VIBRANTE " THESE Présentée pour l'obtention du diplôme de DOCTORAT D'ETAT en Génie Civil.
- 15**-G.A. Horodecki et E. Dembicki, "influence excavation sur le terrain", Département de géotechnique et de géologie appliquée, Université de Gdansk de Technologie, Poland
- 16**-Gazetas, G., (1983)«Analysis of Machine Foundation Vibrations»: State-of-theArt.
- 17**-Grange, S., Kotronis, P. et Mazars, J. (2008). «A macro-element for a circular foundation to simulate 3D soil-structure interaction»». International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 32(10):1205–1227.
- 18**-Grange, S. (2008). «Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structu.e: application au génie parasismique». Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Grenoble, France.
- 19**-Hervé Oudin. Méthode des éléments finis. Ecole d'ingénieur. Ecole Centrale de Nantes, 2008, pp.63. <cel-00341772v1 >.
- 20**-Idriss, I. M. "Analyses for Soil-structure Interaction Effects for Nuclear Power Plants: Report." American Society of Civil Engineers, 1979.
- 21**- John P. Wolf & Andrew J. "Deeks Foundation Vibration Analysis:A Strength-of-Materials Approach ".
- 22**-Kausel, E., Roësset, J. M., & Waas, G. (1975). Dynamic analysis of footings on layered media. Journal of Engineering Mechanics, 101(ASCE# 11652 Proceeding).
- 23**-Kausel E, Whitman RV, Morray JP, Elsabee F (1978) «The spring method for embedded foundations». *Nuclear Engineering and Design*, 48, pp. 377–392

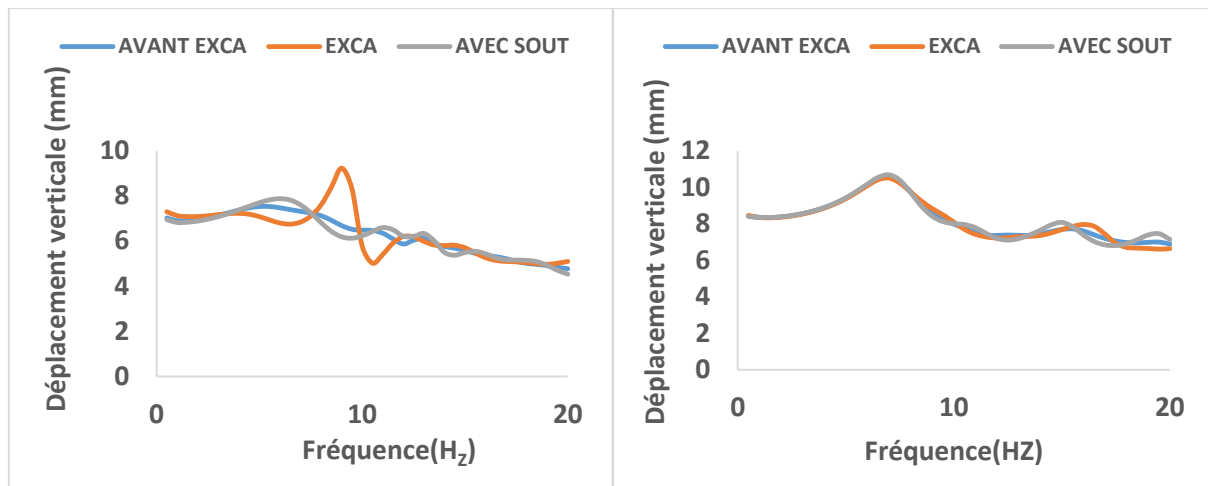
- 24-**Kitchah Fethi. «Etude numérique de la stabilité d'une section du Tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest» Mémoire de Magistère en Génie Civil, Université de Batna (2012).
- 25-** Lahmadi Azzeddine, 2006, "Etude paramétrique de l'interaction entre ouvrage : Tunnel-Bâtiment-excavation", Université de Batna. Thèse de magistère.
- 26-** LUNARDI, Pietro et BINDI, Renzo. The evolution of reinforcement of the advance core using fibre-glass elements. *GLUCKAUF FORSCHUNGSHEFTE*, 2004, p. 91-100.
- 27-**LUNARDI P., FOCARACCI A., GIORGI P., PAPACELLA A. Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. In: Int. Congr. Towards New Worlds in Tunnelling. 2, 1992, Acapulco, pp. 897–908.
- 28-**Lysmer J et Kuhlemeyer R.L. finite dynamic model for infinite media. *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, vol.98, n°EM1, 1969.
- 29-**Lysmer, J. (1978). «Analytical procedures in soil dynamics». Report No. UCB/EERC-78/29, University of California at Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, Richmond, CA
- 30-**Makris, N., Badoni, D., Delis, E., & Gazetas, G. (1994). «Prediction of observed bridge response with soil-pile-structure interaction». *Journal of Structural Engineering*, 120(10), 2992-3011.
- 31-**MARTIN-F, «Mécanique des Roches et Travaux Souterrains Cours et exercices corrigés», Huitième édition, Janvier 2012.
- 32-** Mathieu COURTOIS "Interface d'accès à Code_Aster : astk " *Copyright 2015 EDF R&D* - Document diffusé sous licence GNU FDL (<http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html>)
- 33-** Messiod Salah "Etude de l'interaction Sol-Fondation 3D Sous Sollicitations Sismiques " THESE Présentée en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT SCIENCES.
- 34-**MROUEH Hussein "Tunnels en site urbain : MODELISATION NUMERIQUE ET INTERACTION CREUSEMENT· OUVRAGES EXISTANTS " thèses Présentée en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT SCIENCES.
- 35-**PANET, Marc. Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presses ENPC, 1995.

- 36-**Paolucci, R. et Pecker, A. (1997). «Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry sands. *Soils and Foundations*», Japanese Geotechnical Society, 37(3):95–105.
- 37-** Pecker A (1984) « Dynamique des sols». Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. CHAPITRE 10 "INTERACTION SOL STRUCTURE ".
- 38-** PK Pradhan "Vertical Dynamic Response of Foundation Resting on a Soil Layer over Rigid Rock using Cone Model" .
- 39-** S. Messiouid & B. Sbartai & D." Dias IMPEDANCE DYNAMIQUE VERTICALE D'UNE FONDATION PLACEE A LA SURFACE D'UN SOL COMPRESSIBLE RENFORCE PAR INCLUSIONS ".
- 40-** S.Messiouid & D.Dias & U.S.Okay & B.Sbartai "Impédances dynamiques de fondations sur groupe de pieux "
- 41-**Sbartai B, Boumekik A (2007) «Horizontal compliance functions of adjacent surface rigid footings in homogeneous soil layer limited by substratum». *4th International Conference on Geotechnical Earthquake Engineering*, Thessaloniki, Greece, June 25–28, Springer, No. 1729.
- 42-**Sbartai B, Boumekik A (2008) «Ground vibration from rigid foundation by BEMTLM». *ISET Journal of Technology*, 45(3–4): 67–78.
- 43-** Stéphane Grange "Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure: application au génie parasismique ".
- 44-**Sylvain PLUMEY, 2007, "INTERACTION SOL-STRUCTURE DANS LE DOMAINE DES TRANCHÉES COUVERTES", Lausanne, EPFL. Thèse de doctorat.
- 45-**VENTURE, NEHRP Consultants Joint. Soil-structure interaction for building structures. *Nist Gcr*, 2012, p. 12-917.
- 46-**Wolf.J.P (1985). «Dynamic soil-structure interaction. Prentice-Hall»
- 47-**Wolf, J. (1988). «Soil-Structure Interaction Analysis in time domain». Prentice Hall International Series, Englewood Cliffs, New Jersey.
- 48-**Wong HL, Luco J.E (1985) «Dynamic interaction between rigid foundations in a layered half-space». *Soil dynamics and Earthquake Engineering* 5(3): 149–158

Annexe A

Résultats de calcul (Etude paramétrique)

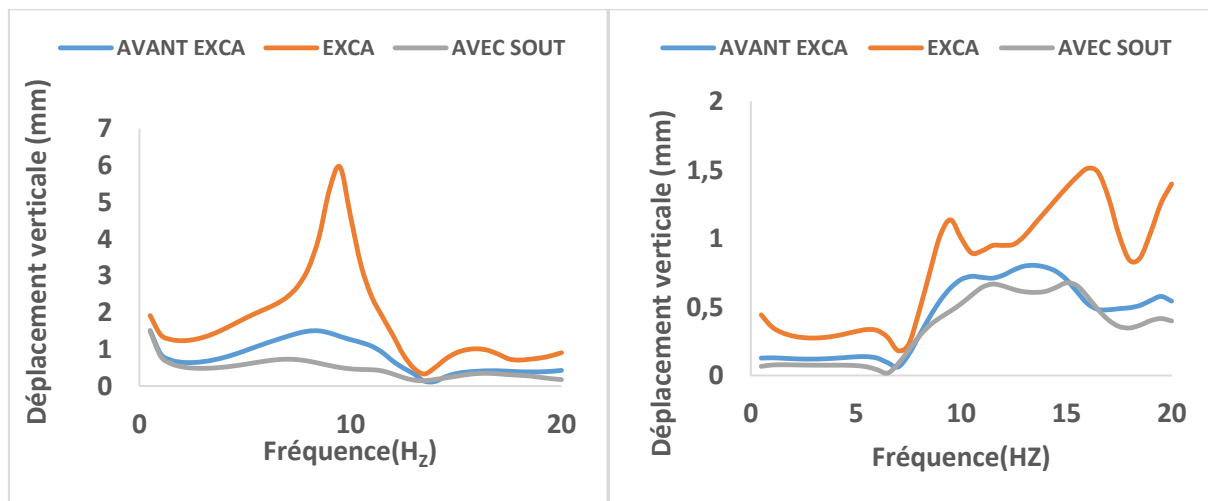
1. Effet des phases d'excavations sur le déplacement vertical et horizontal



Déplacement vertical

Déplacement horizontal

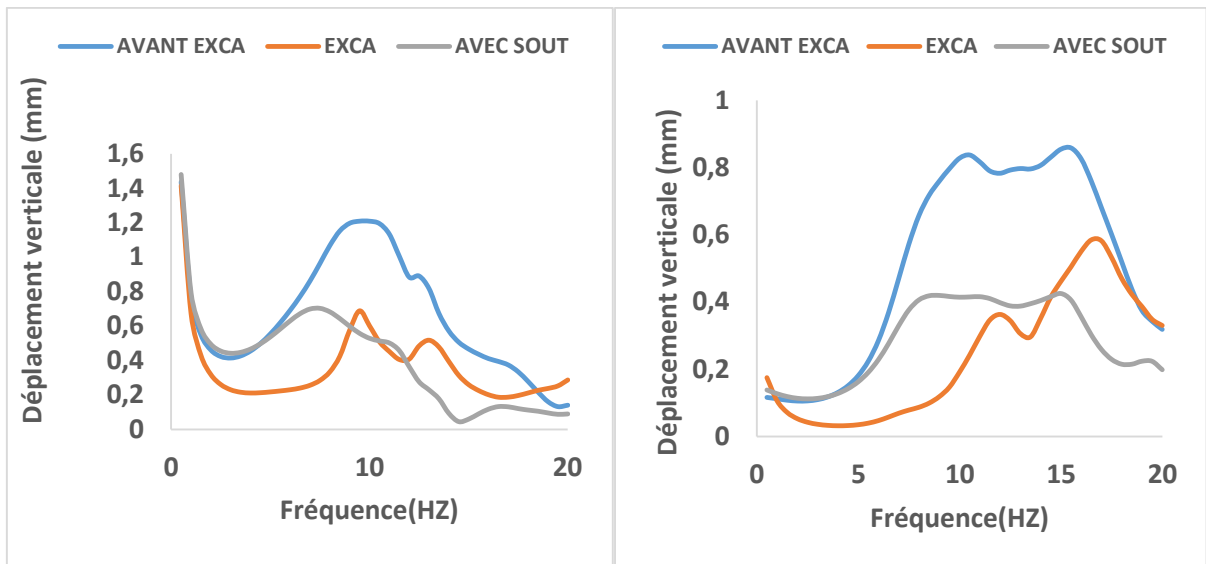
Figure.1. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal au centre de la fondation "N1" (d=10m)



Déplacement vertical

Déplacement horizontal

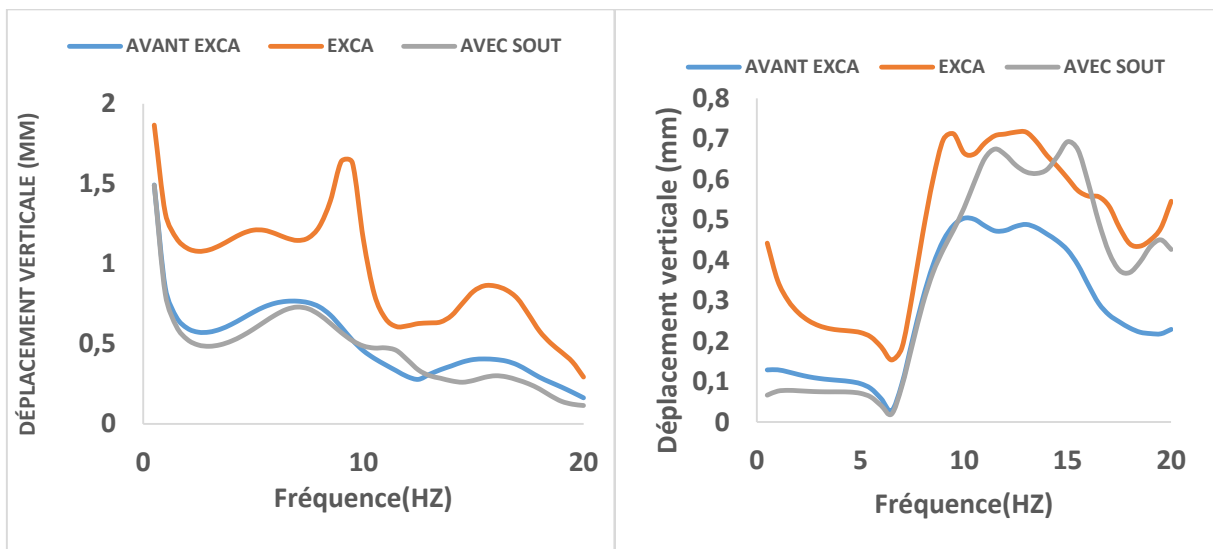
Figure.2. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal au niveau de la dalle "N2" (d=10m)



Déplacement vertical

Déplacement horizontal

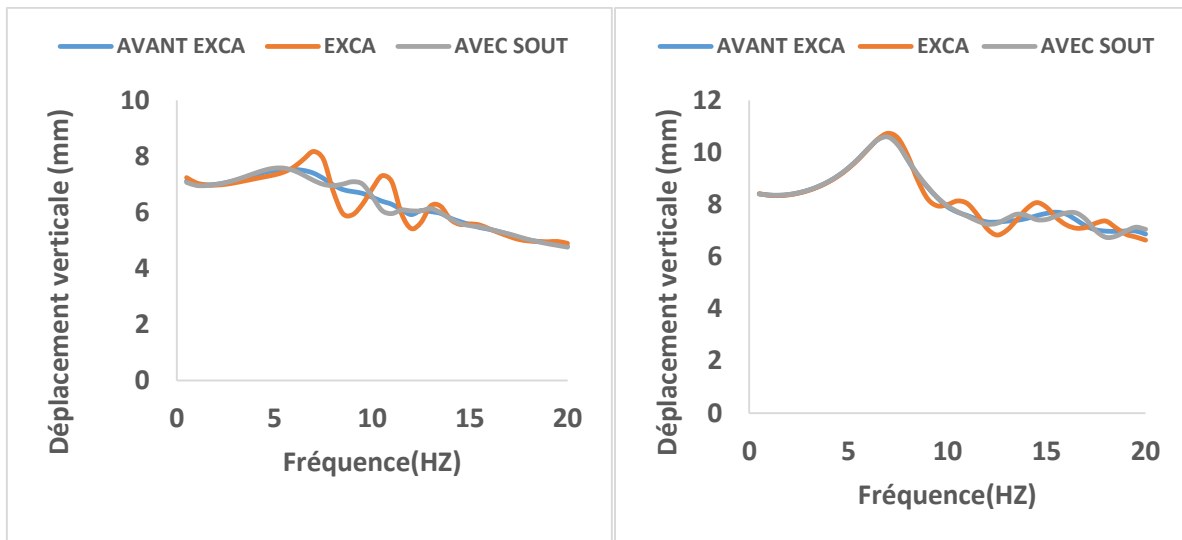
Figure.3. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal verticale à l'interface sol-galerie "N3" (d=10m)



Déplacement vertical

Déplacement horizontal

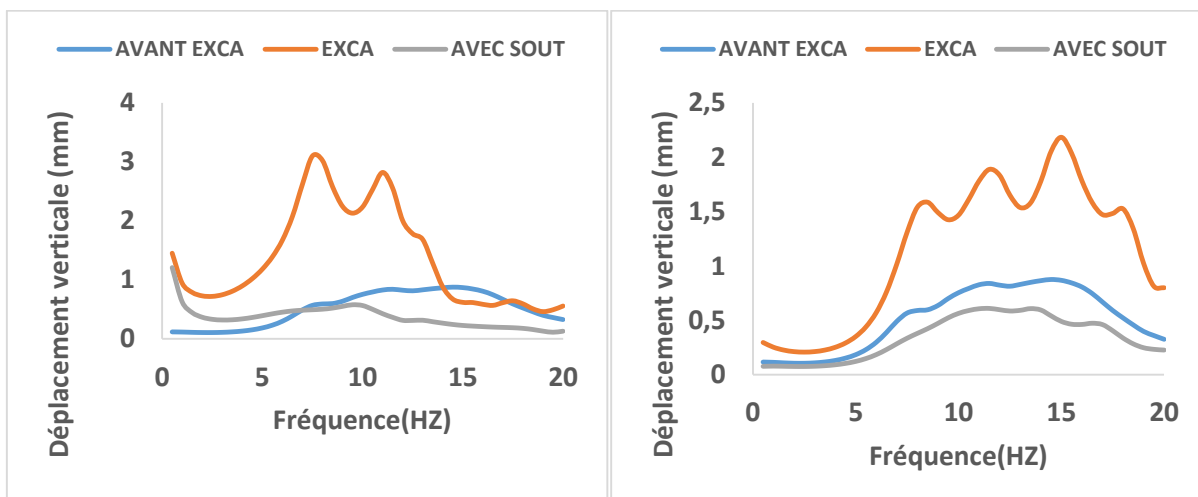
Figure.4. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal dans l'entrée du tunnel "N4" (d=10m)



Déplacement vertical

Déplacement horizontal

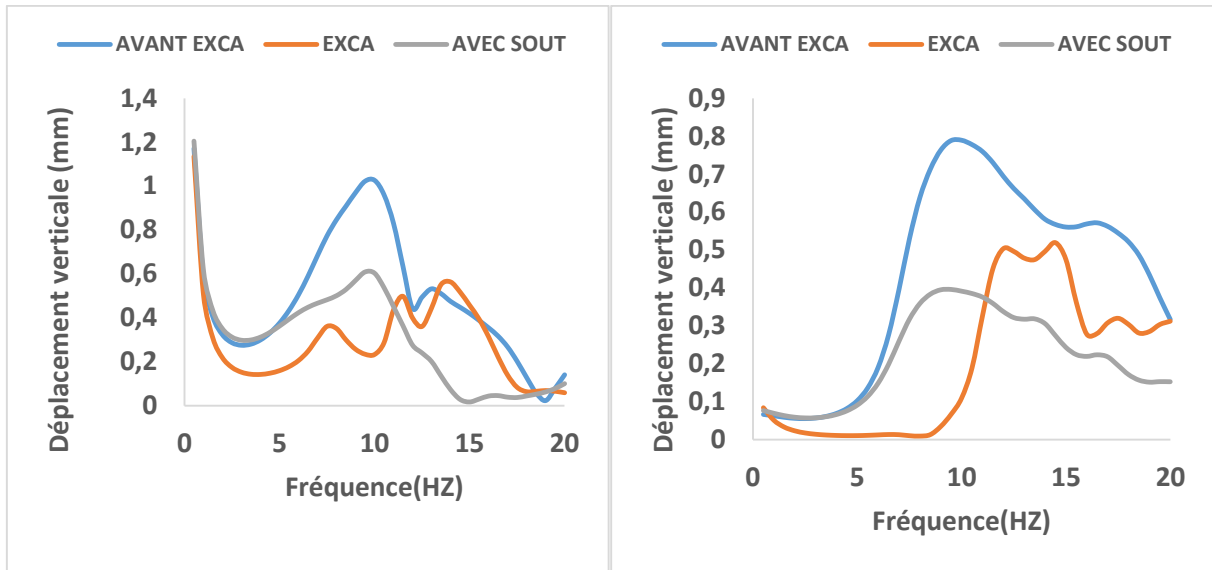
Figure .5. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal au centre de la fondation "N1" (d=15m)



Déplacement vertical

Déplacement horizontal

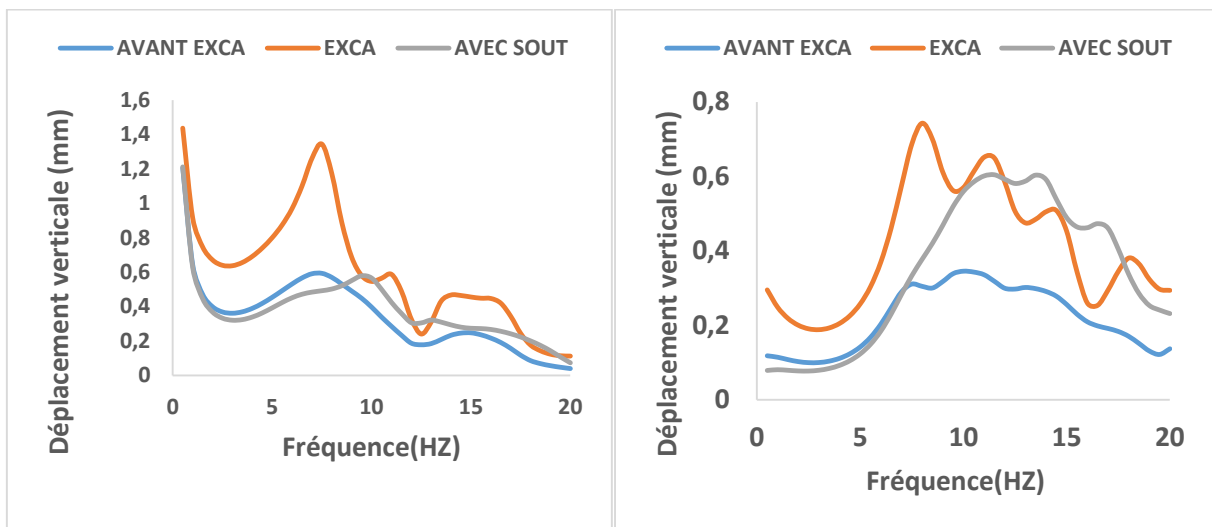
Figure.6. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal au niveau de la dalle "N2" (d=15m)



Déplacement vertical

Déplacement horizontal

Figure.7. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal verticale à l'interface sol-galerie "N3" (d=15m)



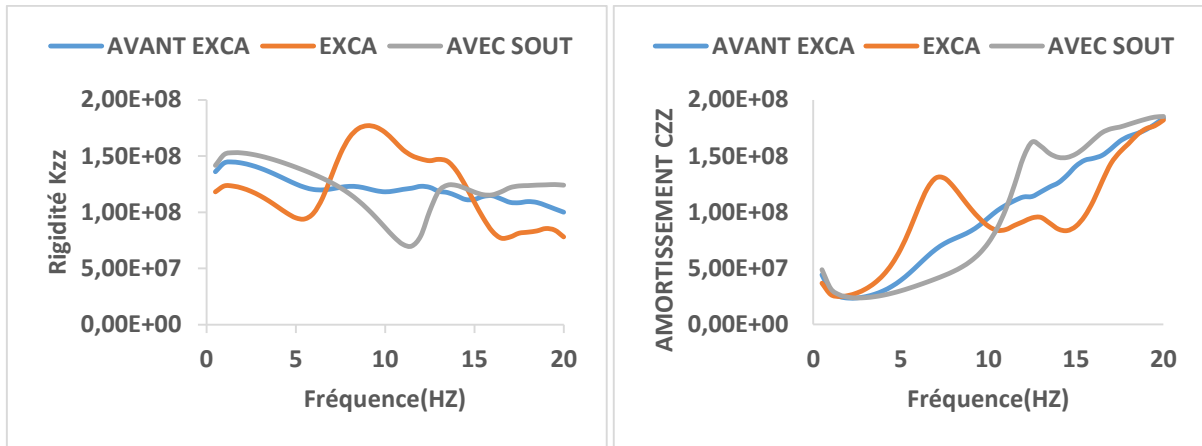
Déplacement vertical

Déplacement horizontal

Figure.8. Influence des phases d'excavation sur le déplacement vertical et horizontal dans l'entrée du tunnel "N4" (d=15m)

2. Evolution des impédances dynamiques dans la fondation et à la clé de la galerie pendant la réalisation

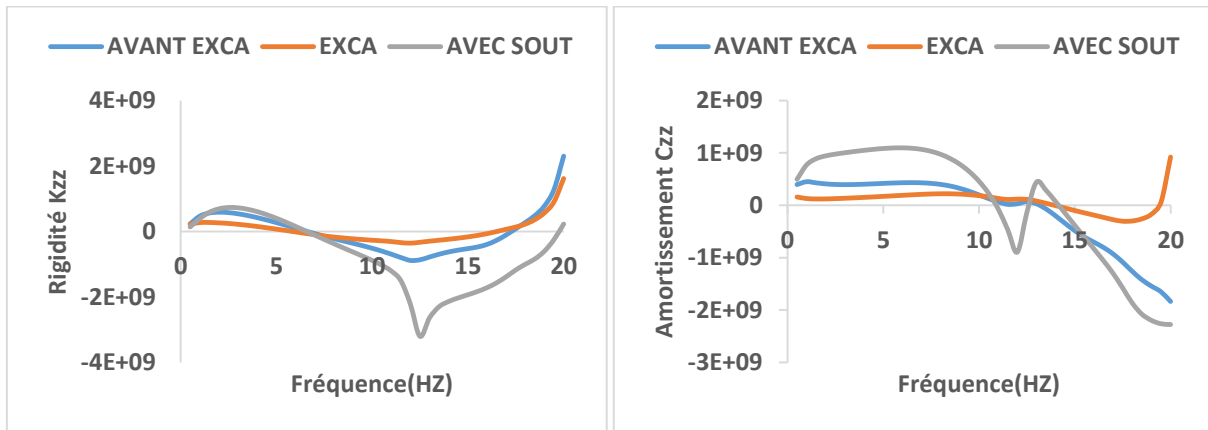
2.1. Impédances dynamiques verticales (K_{zz} , C_{zz})



Rigidité Kzz

Amortissement Czz

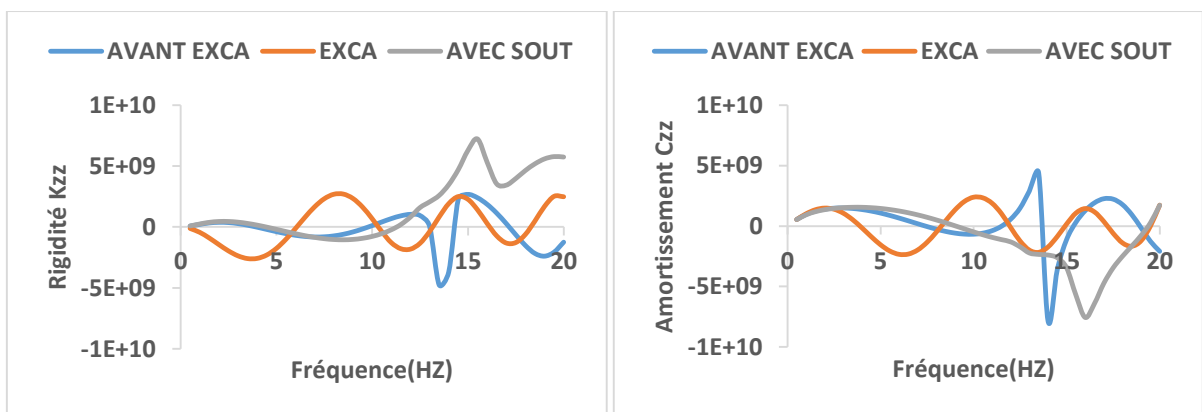
Figure.9. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale au centre de la fondation "N1" (d=5m)



Rigidité Kzz

Amortissement Czz

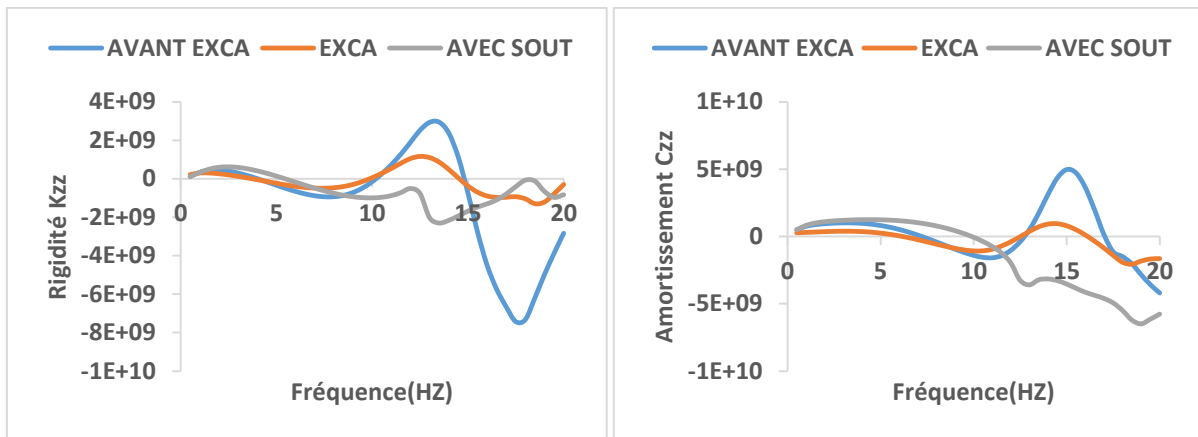
Figure .10. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale au niveau de la dalle "N2" (d=5m)



Rigidité Kzz

Amortissement Czz

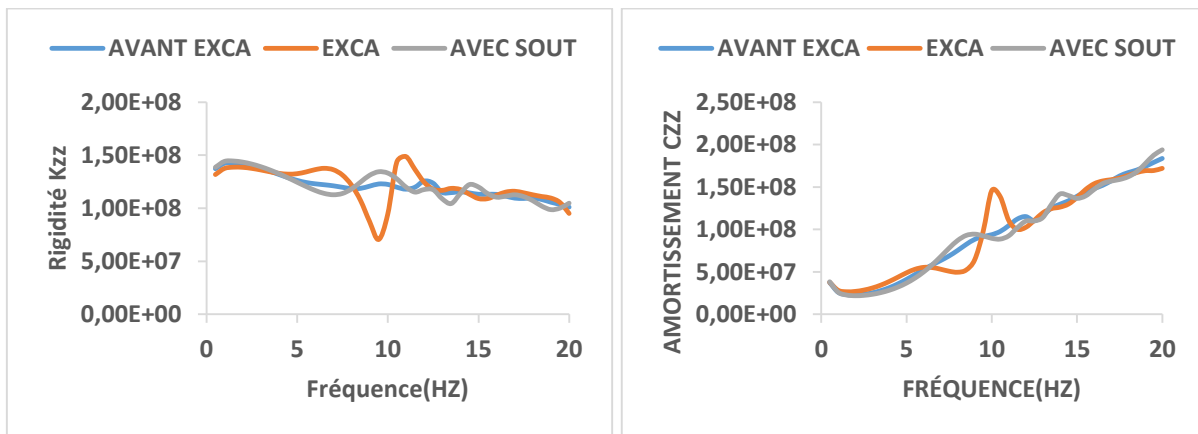
Figure .11. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale à l'interface sol-galerie "N3" (d=5m)



Rigidité Kzz

Amortissement Czz

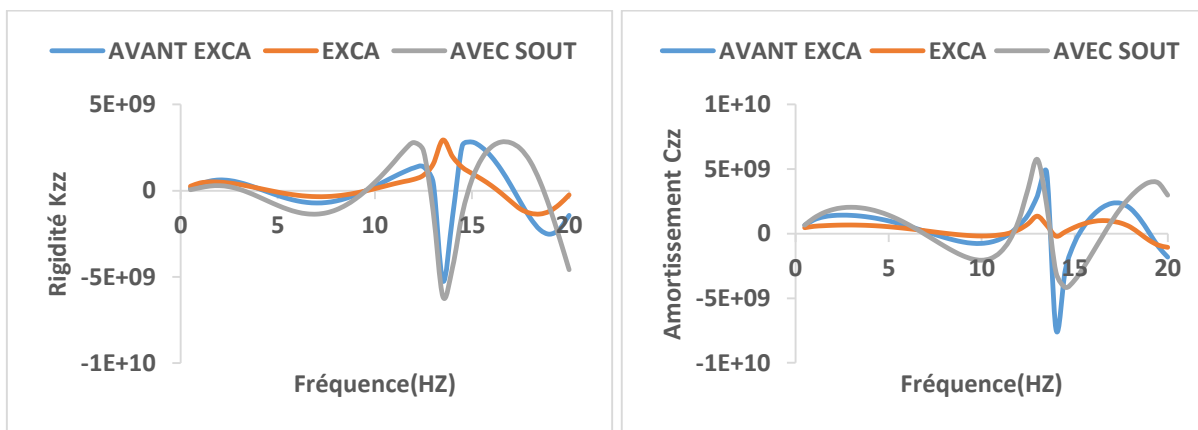
Figure .12. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale dans l'entrée du tunnel "N4" (d=5m)



Rigidité Kzz

Amortissement Czz

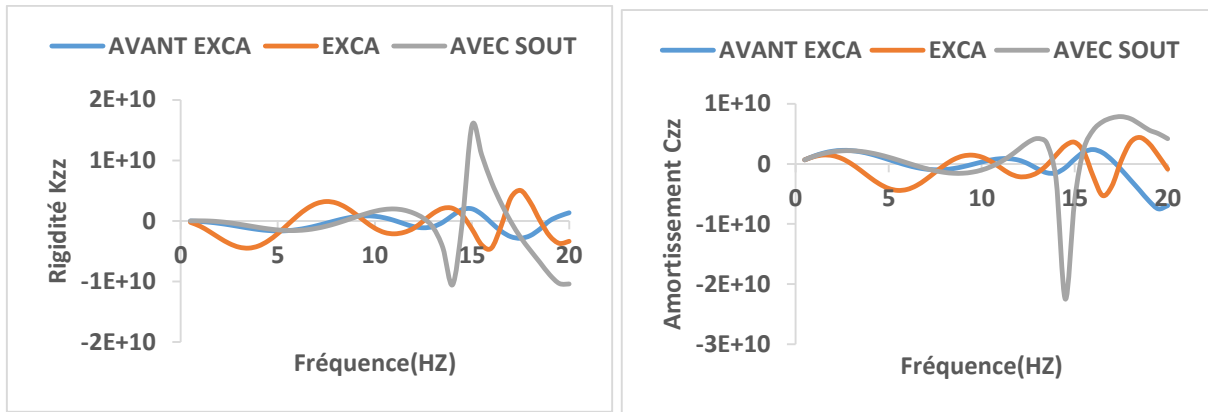
Figure .13. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale au centre de la fondation "N1" (d=10m)



Rigidité Kzz

Amortissement Czz

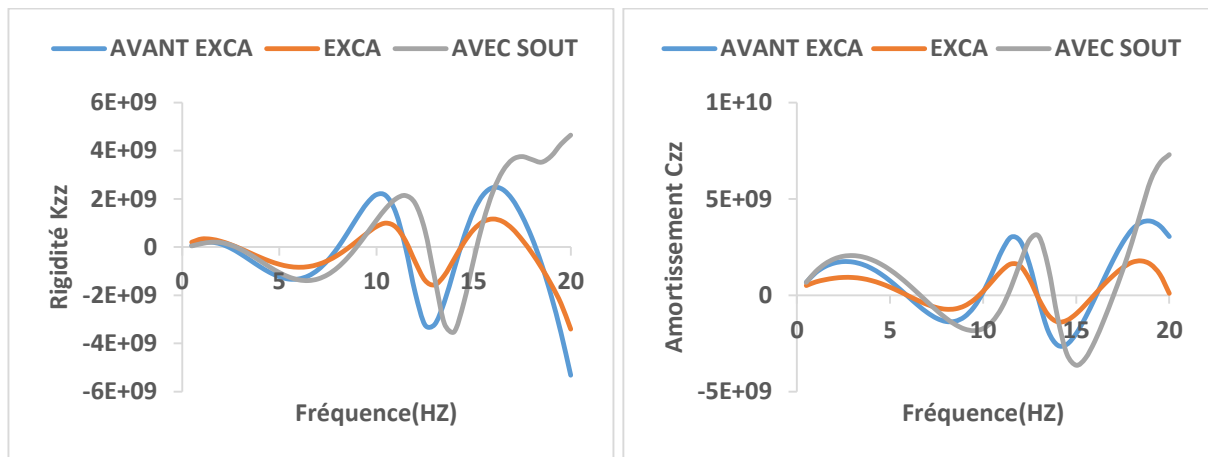
Figure .14. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale au niveau de la dalle "N2" (d=10m)



F Rigidité Kzz

Amortissement Czz

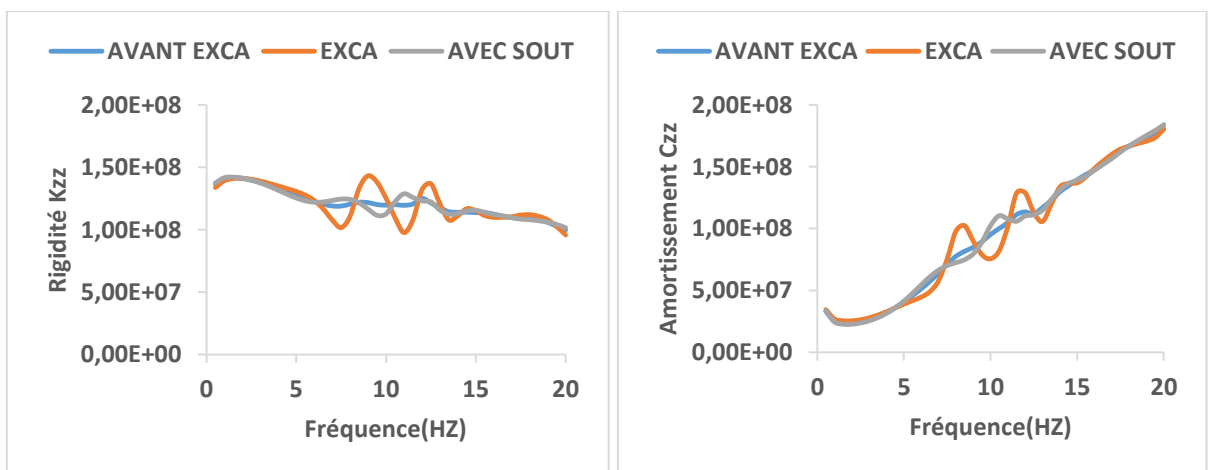
Figure .15. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale à l'interface sol-galerie "N3" (d=10m)



Rigidité Kzz

Amortissement Czz

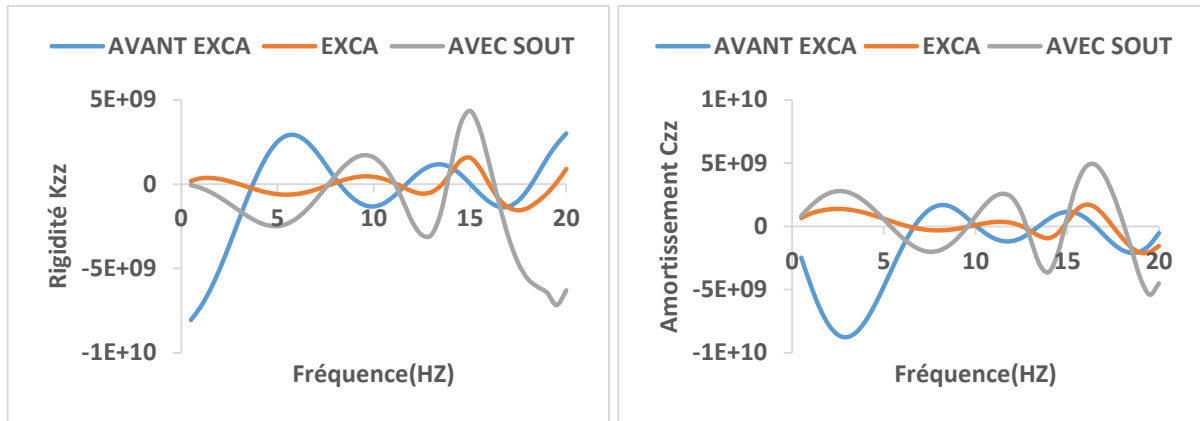
Figure .16. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale dans l'entrée du tunnel "N4" (d=10m)



Rigidité Kzz

Amortissement Czz

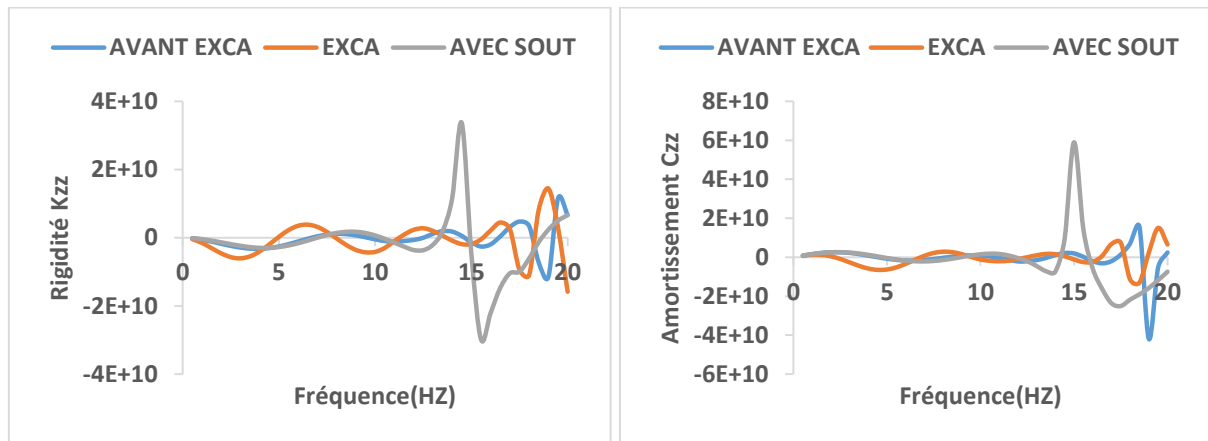
Figure .17. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale au centre de la fondation "N1" (d=15m)



Rigidité Kzz

Amortissement Czz

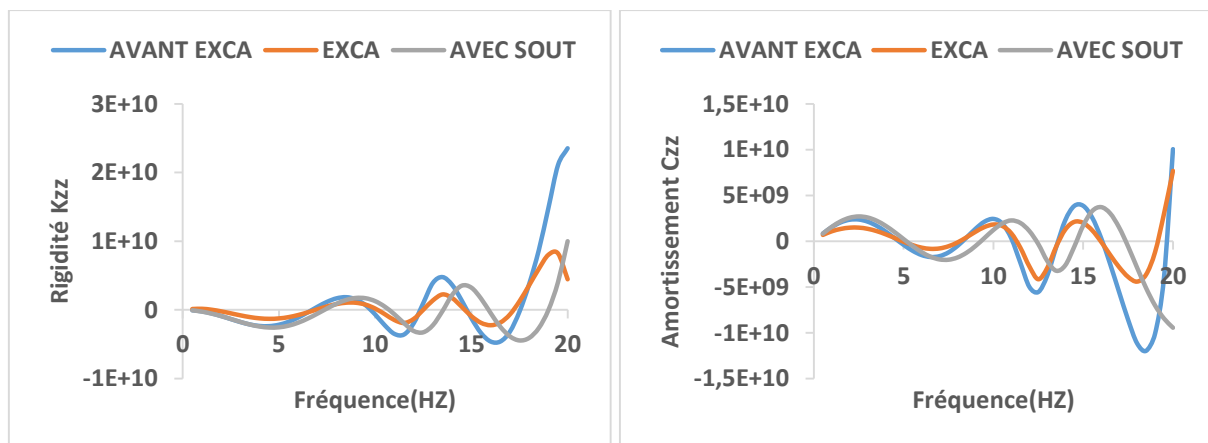
Figure .18. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale au niveau de la dalle "N2" (d=15m)



Rigidité Kzz

Amortissement Czz

Figure .19. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale à l'interface sol-galerie "N3" (d=15m)

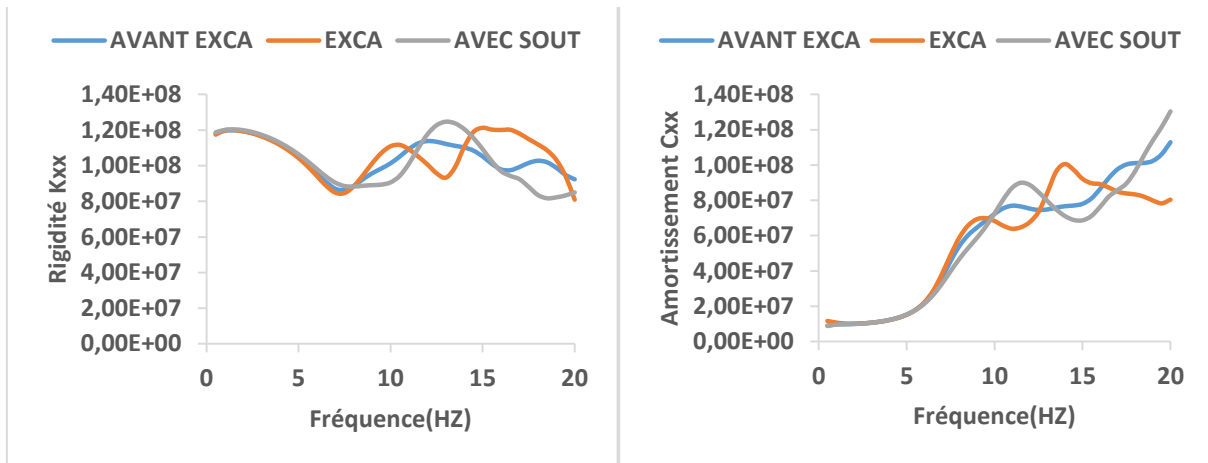


Rigidité Kzz

Amortissement Czz

Figure .20. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique verticale dans l'entrée du tunnel "N4" (d=15m)

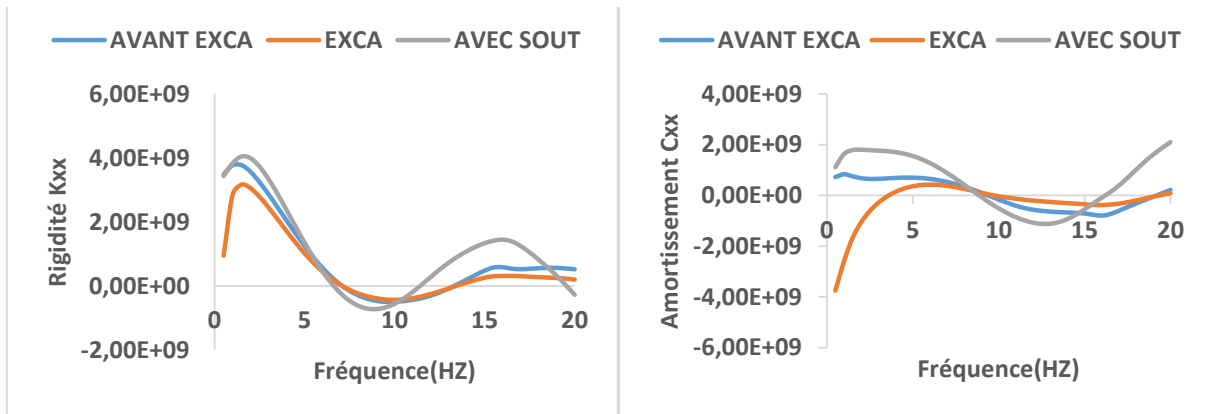
2.2. Impédances dynamiques horizontales (K_{xx} , C_{xx}) :



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

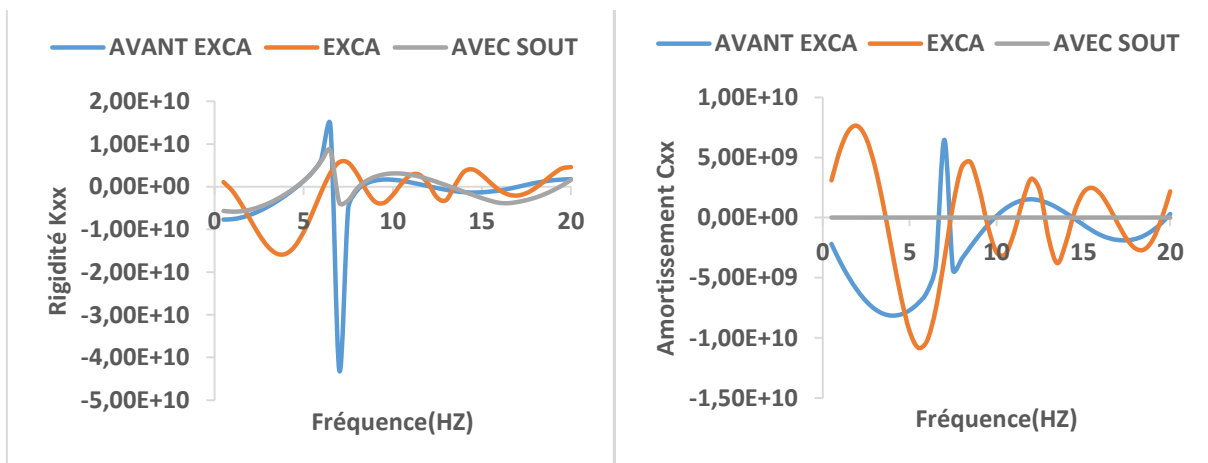
Figure.21. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale au centre de la fondation "N1" (d=5m)



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

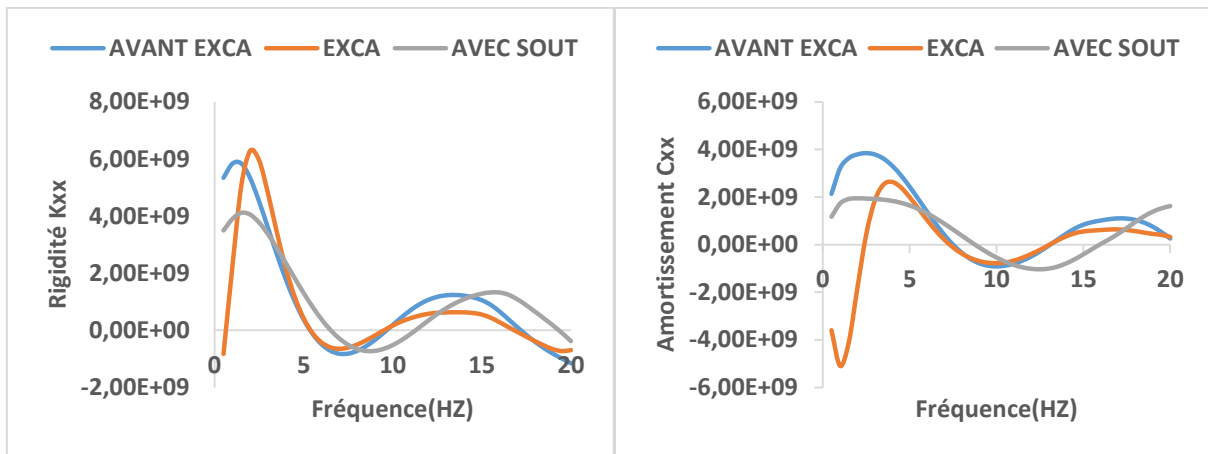
Figure.22. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale au niveau de la dalle "N2" (d=5m)



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

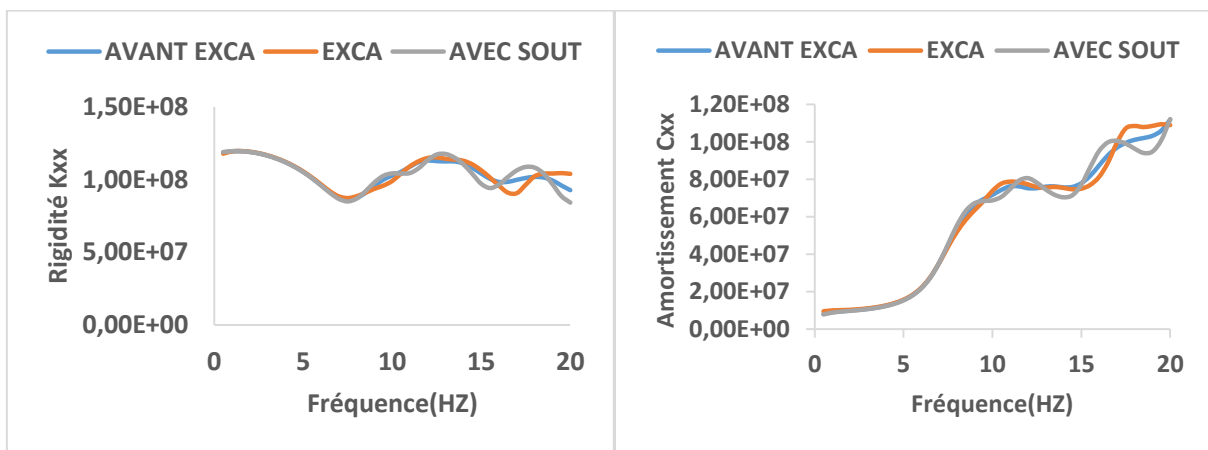
Figure.23. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale à l'interface sol-galerie "N3" (d=5m)



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

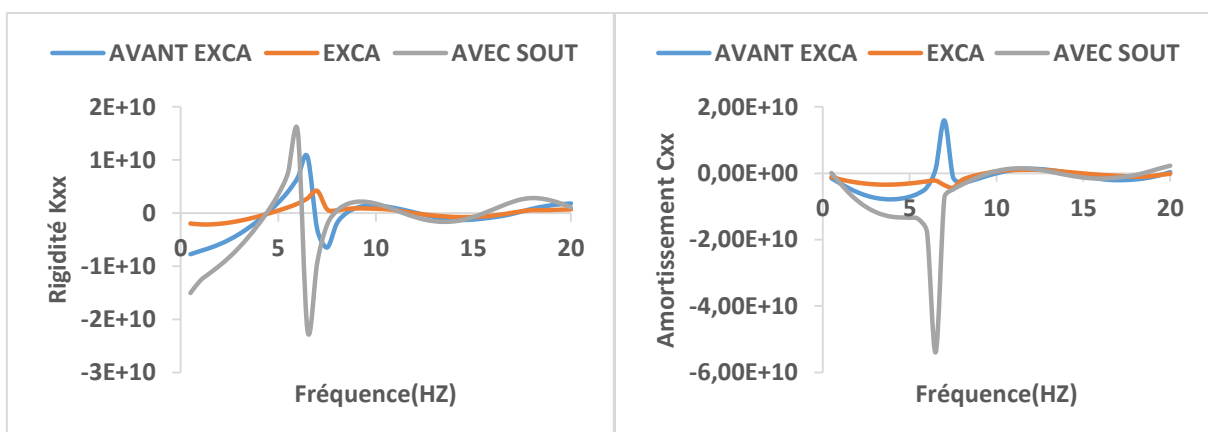
Figure.24. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale dans l'entrée du tunnel "N4" (d=5m)



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

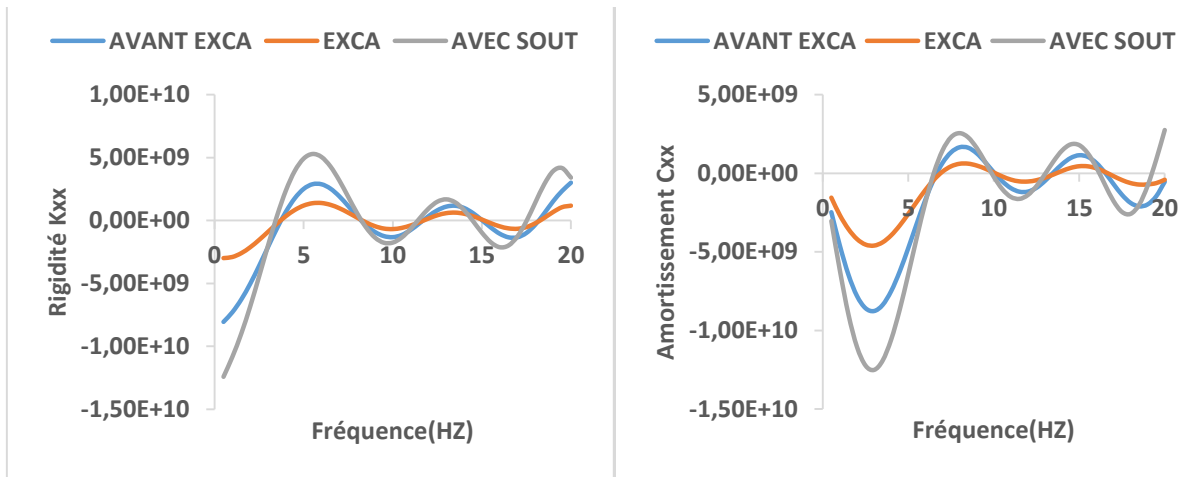
Figure.25. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale au centre de la fondation "N1" (d=10m)



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

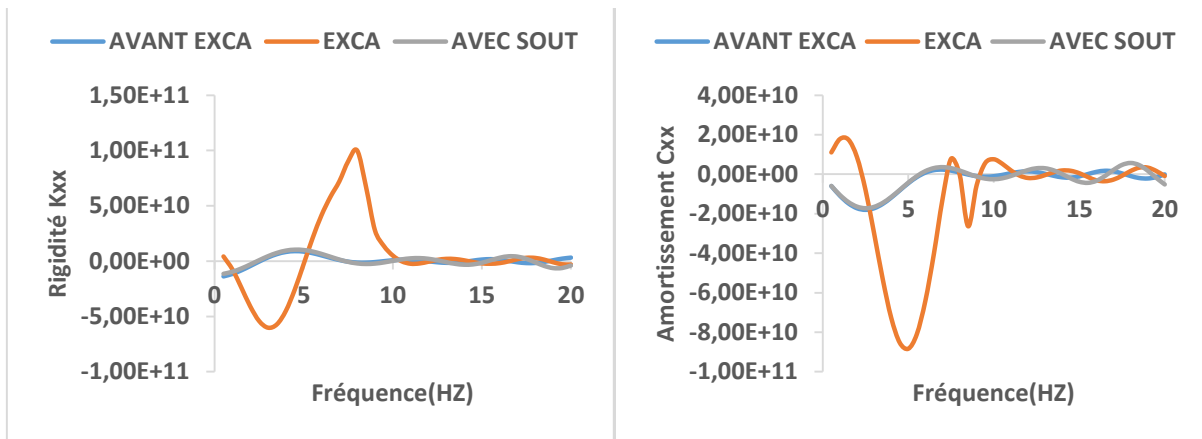
Figure.26. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale au niveau de la dalle "N2" (d=10m)



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

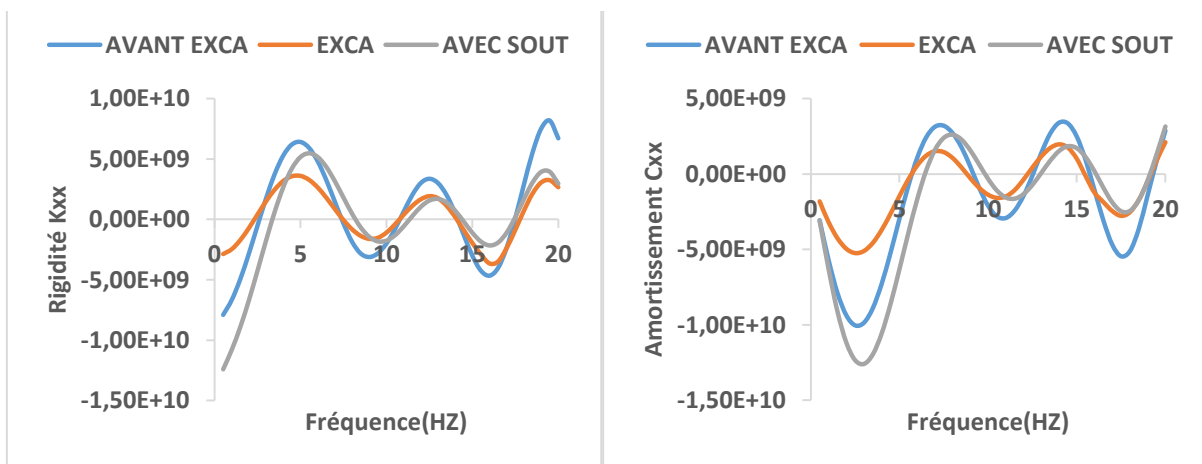
Figure.30. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale au niveau de la dalle "N2" (d=15m)



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

Figure.31. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale à l'interface sol-galerie "N3" (d=15m)



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

Figure.32. Influence des phases d'excavation sur l'impédance dynamique horizontale dans l'entrée du tunnel "N4" (d=15m)

3. Influence de la profondeur de la galerie sur la variation de l'impédance dynamique :

3.1. Impédances dynamiques verticales (K_{zz} , C_{zz}) :

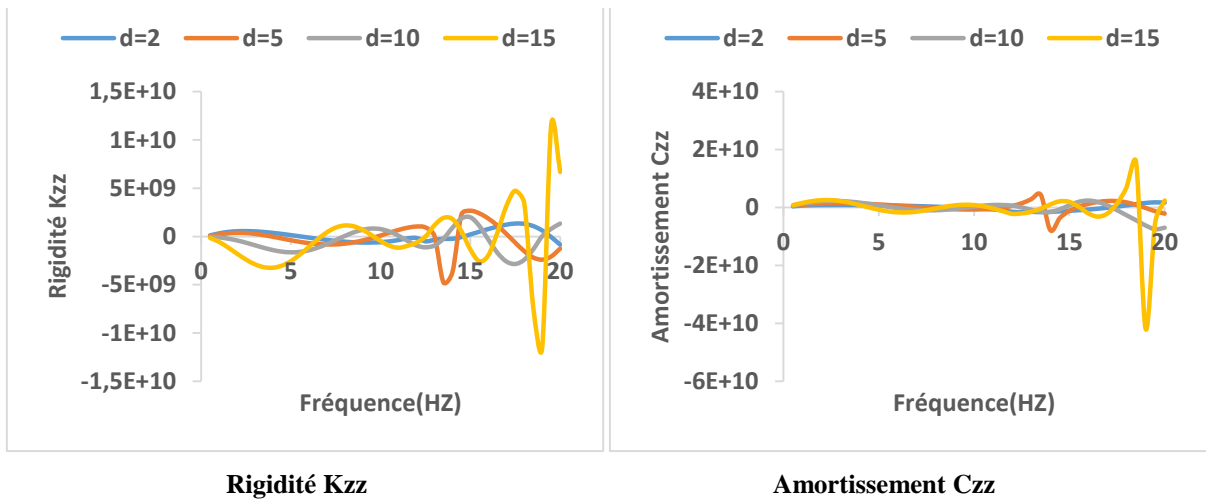


Figure.33. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance dynamique verticale à l'interface sol-galerie "N3" (avant excave)

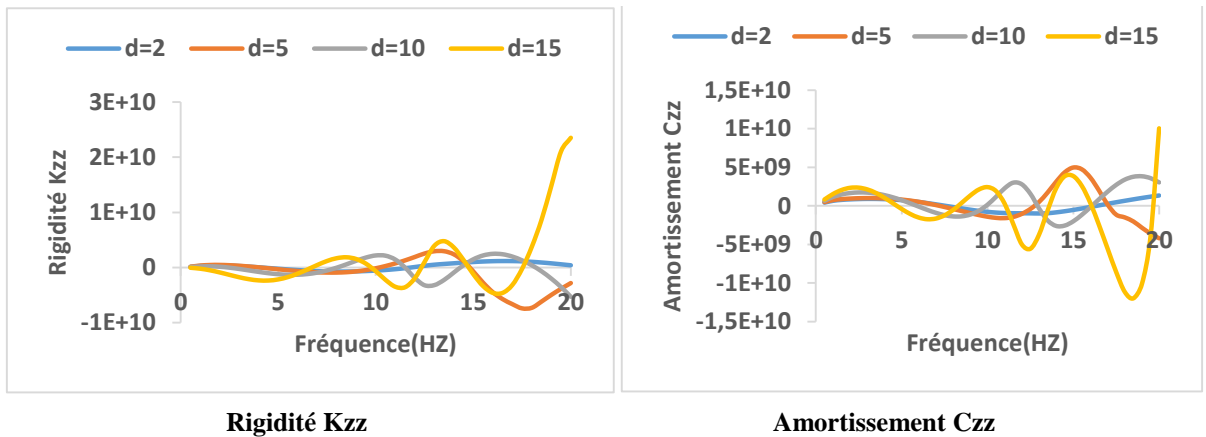


Figure.34. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance dynamique verticale dans l'entrée du tunnel "N4" (avant excave)

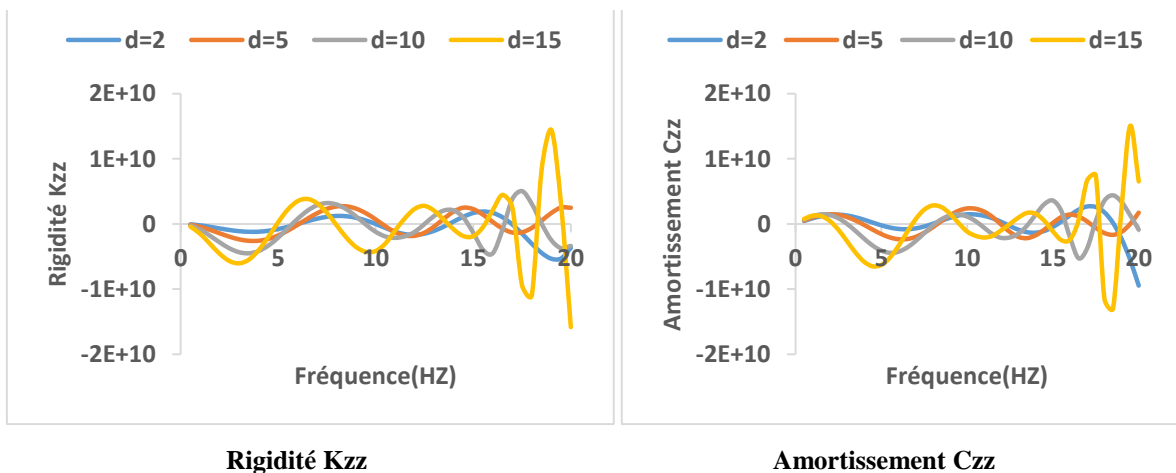
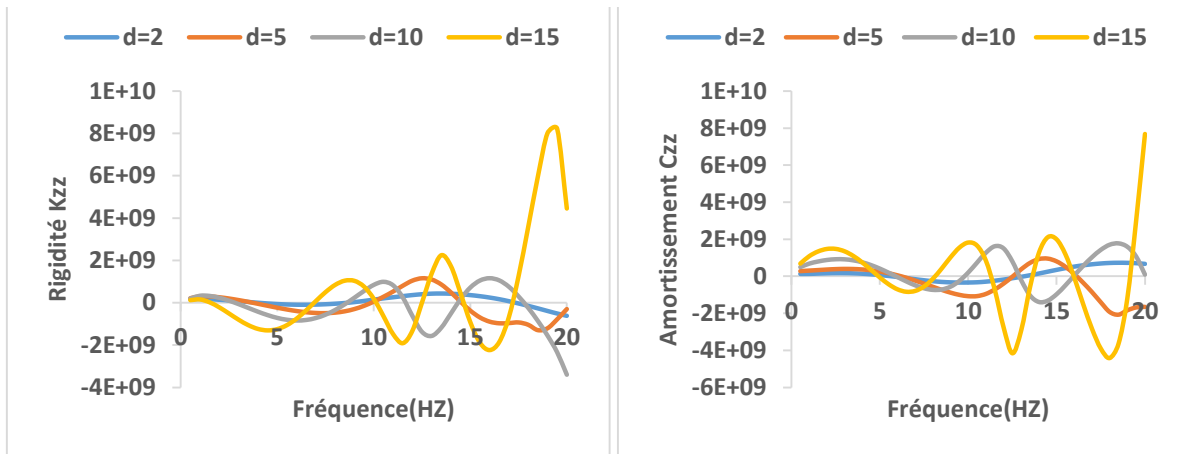


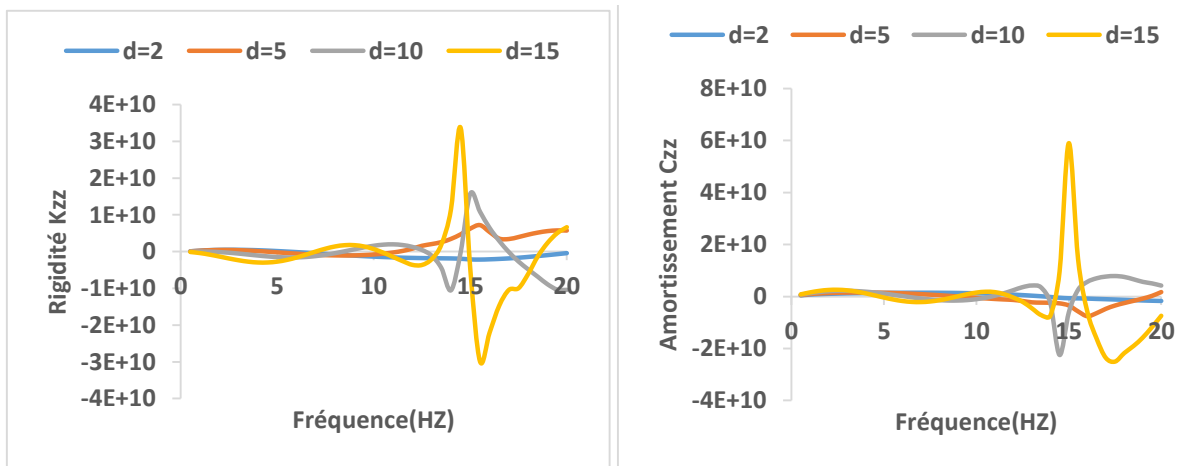
Figure.35. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance dynamique verticale à l'interface sol-galerie "N3" (avec excave)



Rigidité Kzz

Amortissement Czz

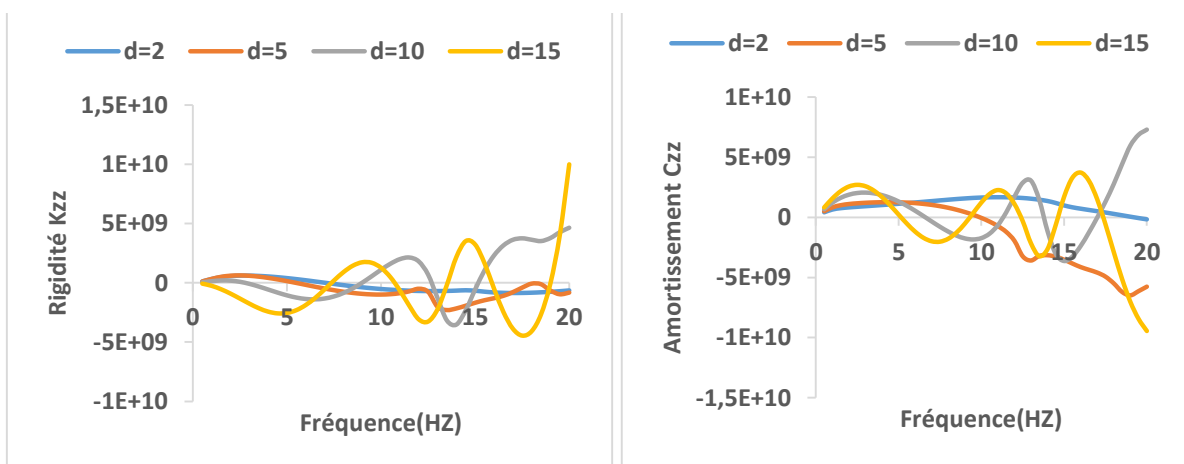
Figure.36. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance dynamique verticale au centre de la fondation "N4" (avec excave)



Rigidité Kzz

Amortissement Czz

Figure.37. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance dynamique verticale à l'interface sol-galerie "N3" (avec soutènement)

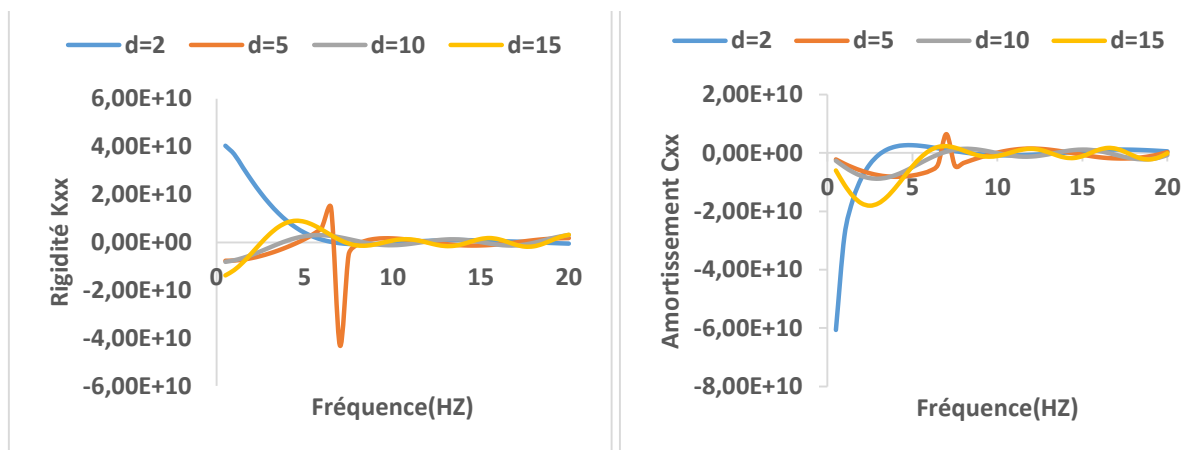


Rigidité Kzz

Amortissement Czz

Figure.38. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance dynamique verticale au centre de la fondation "N4" (avec soutènement)

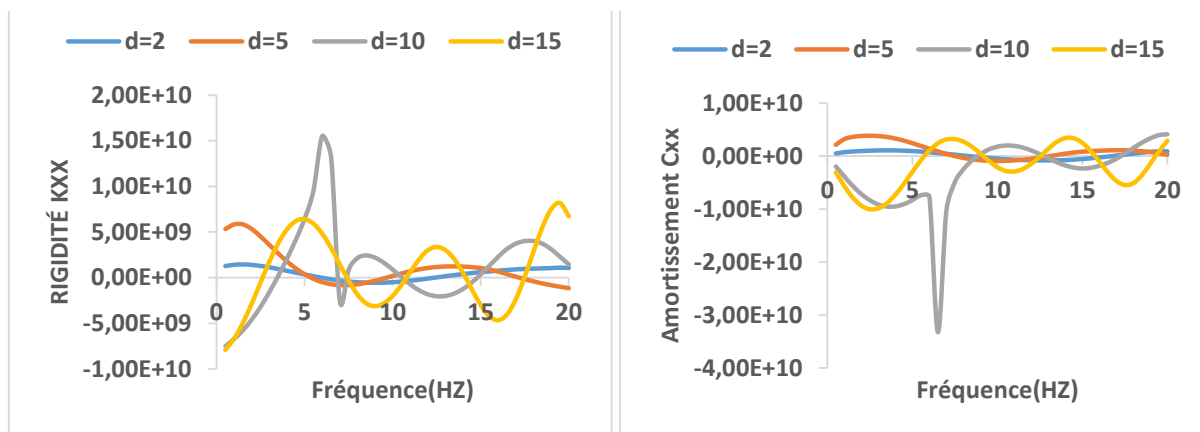
3.2. Impédances dynamiques horizontal (Kxx, Cxx) :



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

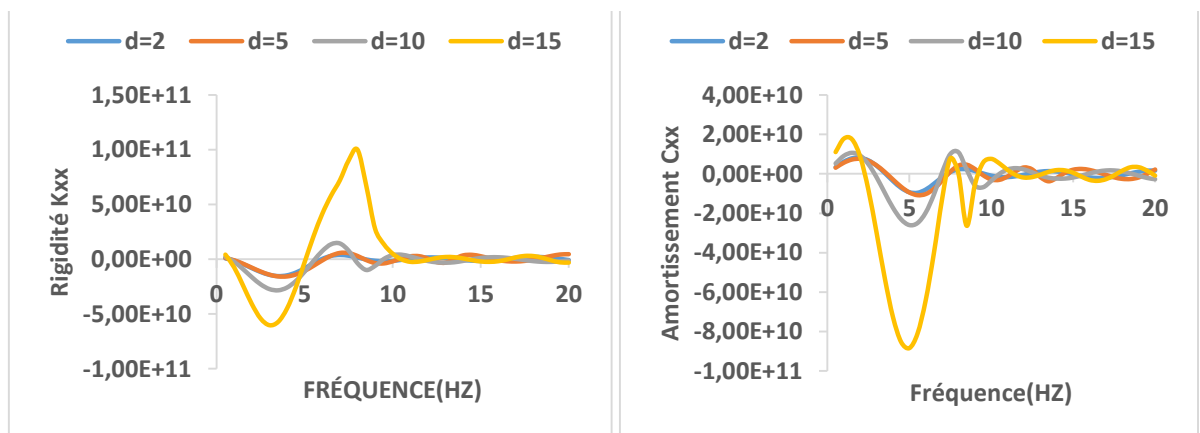
Figure.39. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance dynamique horizontale à l'interface sol-galerie "N3" (avant excave)



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

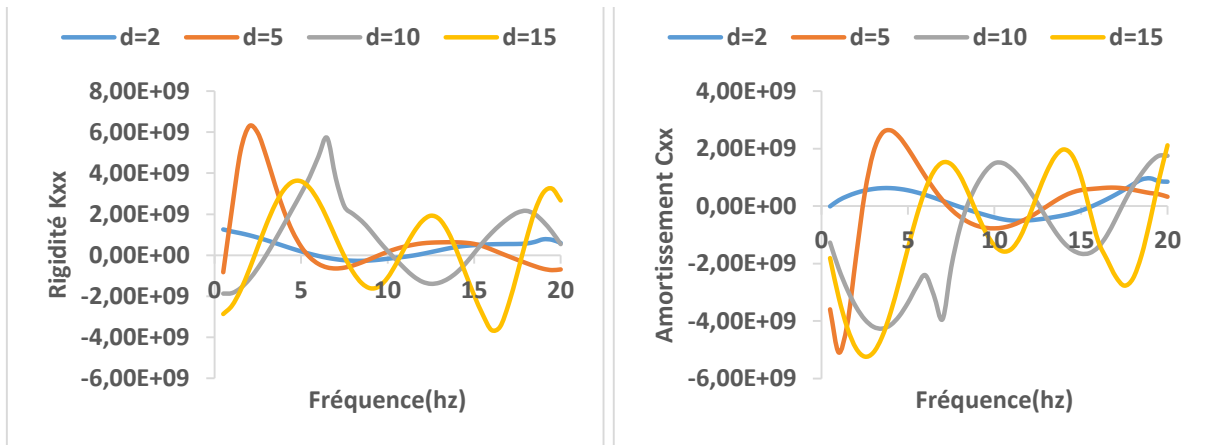
Figure.40. Influence de l'épaisseur de la couche de sol dynamique horizontale dans l'entrée du tunnel "N4" (avant excave)



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

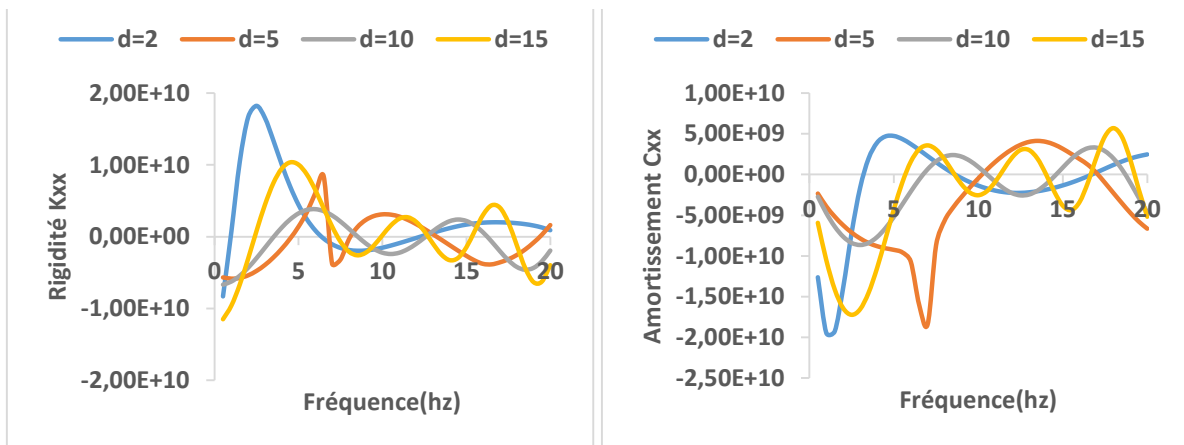
Figure.41. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance dynamique horizontale à l'interface sol-galerie "N3" (avec excave)



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

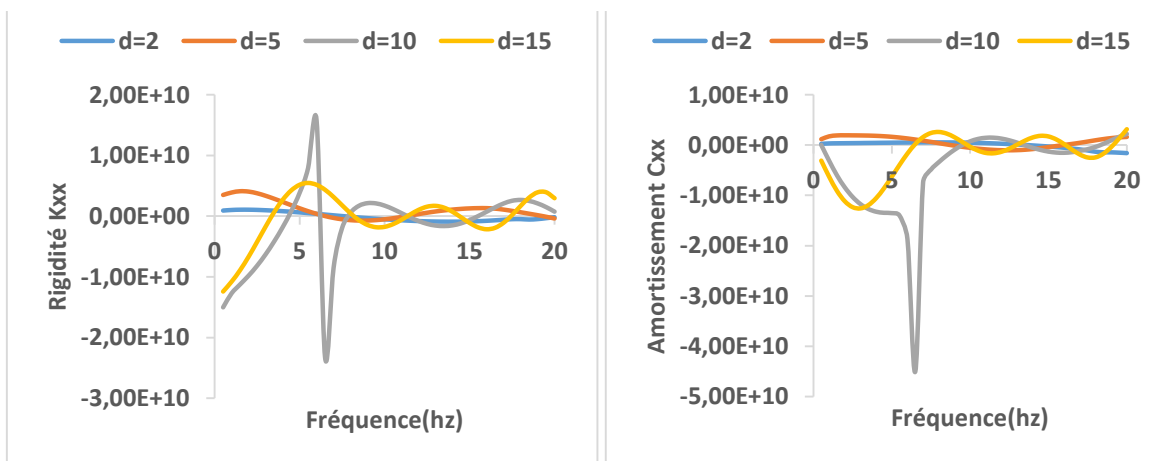
Figure.42. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur dynamique horizontale dans l'entrée du tunnel "N4" (avec excave)



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

Figure.43. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur l'impédance dynamique horizontale à l'interface sol-galerie "N3" (avec soutènement)



Rigidité Kxx

Amortissement Cxx

Figure.44. Influence de l'épaisseur de la couche de sol sur dynamique horizontale dans l'entrée du tunnel "N4" (avec soutènement)

Annexe B

Annexe B

Paramètres			coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice de Franklin	>8 MPA	4-8 MPA	2-4 MPA	1-2 MPA	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	> 200 MPA	100-200 MPA	50-100 MPA	25-50 MPA	10-25 MPA	3-10 MPA	1-3 MPA
	Note		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacements des joints		>3m	1-3m	0,3-1m	50-300mm	<50mm		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continus .En pontes en contact .Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes altérées	Surface lustrées ou remplissage <5mm Joints continus	Remplissage mou >5mm ou joints ouverts > 5mm joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau	<25l/min	25-125 l/min	>25l/min			
		Pression d'eau contrainte principale	0	0-0,2	0,2-0,5	>0,5			
		Hydrogéologie	Complètement sec	Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau			
	Note		10	7	4	0			

Tableau 1: Paramètres de classification des roches et notes de pondération.

Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12

Tableau 2: Note d'ajustement pour orientation des joints.

Après addition des notes obtenues, la globale caractérisant la qualité de la roche appelée **Rock Mass Rating (RMR)**. On utilise le (tableau 3) pour connaître :

- La classe de la roche
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

Note globale RMR	100 - 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1,5m de	10 mn pour 0,5m de portée

Tableau 3: Classe de rocher (RMR).

Pour chaque classe de rocher, Z.BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place.

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voute	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement
	Généralement pas nécessaire						
2	1,5-2,0m	Occasionnellement treillis soudé en voute	50 mm	Néant	Néant	Non rentable	
3	1,0-1,5 m	Treillis soudé + 30 de béton projeté en voute si nécessaire	100 mm	50 mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire cintres	Cintres légers	5-2,0 m
4	0,5-1,0 m	Treillis soudé + 30 de béton projeté en voute et en piédroits	150 mm	100 mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0,7- 1,5 m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	Treillis soudé	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds	0,7 m

Tableau 4: Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI.