

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'Etude
Mémoire de Fin d'Etude

En vue de l'obtention du Diplôme de
MASTER ACADEMIQUE EN GENIE CIVIL

Option : Géotechnique

Thème

*Effet de l'angle d'interaction Sol-Pieu sur la Réponse
Dynamique des Fondations sur Groupe des Pieux*

Présenté par :

BEN ARAB Fatiha

BOULKRARA Souad

Encadré par :

D^r MESSIOUD Salah

Promotion 2020

Remerciements

«Tout d'abord, nous remercions le Bon Dieu de nous avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce travail.

nous voudrions exprimer notre profonde gratitude à notre encadreur Dr Messiod Salah qui a assuré l'encadrement scientifique de notre travail. C'est grâce à son soutien que nous avons pu réaliser ce travail et qui nous a fait l'honneur d'accepter le travail avec lui.

Nous remercions également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Sans oublier nos remerciements à nos familles pour leur aide matérielle et morale durant toute la période de préparation.

Enfin, nous tenons à remercier aussi toutes les personnes qui ont contribué de près ou du loin à la réalisation de ce mémoire»

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers **Parents**, ceux qui ont donné toute leur vie, c'est autant un plaisir qu'un devoir pour moi de vous remercier pour votre grande patience et vos sacrifices.

A ma chère **grand-mère** et mon cher **grand-père**,

A mes chers frères **Azzedine, Mohamed** et sa femme Soumaya

A mes chères sœurs **Amina, Sara, Sounia, Ahlem**,

Tous mes neveux, les princesses **Nina, Melissa, Sidra**, et le petit mignon **Idris**

A toute ma grande famille **Boulkrara** et mes proche, ma 2^{ème} famille **Merikhi**,

A mon oncle **Abd El Malek** qui ma beaucoup aidé

A mes cousins **Hichem, Amir, Ramzi** surtout ma chère cousine **Ines**,

A tous mes amies **Sara, Asma, Linda, Fatiha**

A mon superviseur **Messioud Salah**, qui a travaillé très dur avec nous pour mener bien ce travail, et je le remercie pour tous les conseils qu'il m'a fournis, Merci Professeur.



B. Souad

Dédicace

"و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب"
أحمدك ربي حمدا يليق بجلال وجهك و عظيم سلطانك
و أزكى صلاة و أطيب سلام عليك يا سيدي يا رسول الله.

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin,. qui ont toujours été présent pour me soutenir, sacrifient pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce d'éducation

*A toutes personnes qui ma aider à pour suivre mes études.
A mon frère «Tarak»*

A mes sœurs« Soumia, Safia, Imane»

A mon fiancé Ahmed

*A toute ma grande famille «Benarab»sans exception.
A tout mes amies :*

*Nourhane, Amina, Sabra, Meriem, Djahida, Souad, Fatima, Chaïma
A mon superviseur Messoud Salah, qui a travaillé très dur avec nous pour mener bien ce travail, et je le remercie pour tous les conseils qu'il m'a fournis, Merci Professeur.*

A tout la promotion 2020 du génie civil.

A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire, Bien sur mon binôme «souad»



B. FATIHA

Résumé

Résumé

Une solution analytique très simple est développée pour calculer l'effet de frottement négatif sur la réponse dynamique d'un groupe de pieux ; les impédances dynamiques de groupes de pieux flottants connectés à une dalle rigide sont déterminées dans le cadre de l'interaction pieux-sol-pieux. La méthode utilisée basée sur des approximations physique valables et prend en considération l'interférence des champs d'ondes cylindriques et le frottement, qui ont leur origine le long de chaque fut de pieu. Cette solution présente les résultats des fonctions impédances, verticales, horizontales et de rotations en termes de rigidité dynamique et de l'amortissement selon l'aspect paramétrique de la distance entre axe, le nombre de pieux et le frottement sur pieu à travers l'angle d'interaction sol-pieu. La méthode proposée peut être facilement appliquée par les ingénieurs dans le domaine de génie parasismique.

Le calcul des fonctions impédances par cette méthode est très simple pour les oscillations verticales, horizontales et de rotation. Ce calcul donne un aperçu valable de la nature de l'interaction sol-pieux.

Abstract

A very simple analytical solution is developed to calculate the effect of the soil-pile interaction on the dynamic response of a pile groups; the dynamic impedances of the floating pile groups connected to a rigid slab are determined. The used method is based on the valid physical approximations and takes into account the interference of the cylindrical wave fields and the friction which originates along each pile shaft. This solution presents the results of the impedance functions, vertical, horizontal and rotation in terms of dynamic rigidity and damping according to the distance between axis, the number of piles and the friction in the pile through the soil-pile interaction. The proposed method can be easily applied by engineers in the field of earthquake engineering.

The calculation of the impedance functions by this method is very simple for vertical, horizontal and rotational oscillations. This calculation gives a valid insight into the nature of the soil-pile interaction.

Résumé

ملخص

تم تطوير حل تحليلي بسيط للغاية لحساب تأثير الاحتكاك السلبي على الاستجابة الديناميكية لمجموعة من الركائز ؛ يتم تحديد الممانعات الديناميكية لمجموعات الأكوام العائمة المتصلة بالبلاطة الصلبة كجزء من تفاعل الكومة والترربة والوبر. تعتمد الطريقة المستخدمة على التقريبات المادية الصحيحة وتأخذ في الاعتبار تداخل مجالات الموجة الأسطوانية والاحتكاك ، والتي تنشأ على طول كل عمود كومة. يقدم هذا الحل نتائج وظائف الممانعة والرأسية والأفقية والدورانية من حيث الصلابة والتخميد الديناميكي وفقاً للجانب البارامتري للمسافة بين المحور وعدد الأكوام والاحتكاك على الكومة من خلال الزاوية. تفاعل كومة التربة. يمكن للمهندسين في مجال هندسة الزلازل تطبيق الطريقة المقترحة بسهولة. يعد حساب وظائف الممانعة بهذه الطريقة بسيطاً جداً للتنبؤات الرأسية والأفقية والدورانية. يوفر هذا الحساب نظرة ثاقبة صحيحة لطبيعة تفاعل التربة مع كومة.

Sommaire

Introduction générale :	01
Chapitre 01 : Etude bibliographique-vibrations des fondations-	
I.1. Introduction	04
I.2. Définitions.....	04
I.2.1. Fondations profonde.....	04
I.2.2. Les pieux.....	06
I.2.3. Frottements latéral positifs et négatifs.....	07
I.2.4. Fonctions d'impédance des pieux.....	11
I.3. Considérations générales dans le calcul des fondations profondes (pieux).....	11
I.4. Modes d'exécution des pieux.....	12
I.5. Choix du type de pieu.....	12
I.6. Classification des pieux.....	13
I.7. Principes de fonctionnement.....	16
I.7. Cas d'un pieu isolé.....	16
I.7. Cas de groupes de pieux.....	18
I.8. Vibrations induites par le battage de pieux.....	18
I.8.1. Types d'ondes.....	18
I.8.2. Vitesse de propagation des ondes sismiques.....	20
I.8.3. Caractéristiques d'une onde de vibration.....	21
I.8.4. Ondes de vibrations dues au battage de pieux.....	22
I.8.5. Système de mesure des vibrations.....	24
I.8.6. Paramètres influençant l'amplitude des vibrations.....	24
I.9. Conclusion.....	24

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

II.1. Introduction	23
II.2. Notion d'interaction sol structure (ISS).....	25
II.2.1. Phénomène d'interaction.....	25

Sommaire

II.3. Méthode d'analyse de l'interaction sol structure.....	25
II.3.1. Méthode d'analyse directe de système sol-structure.....	27
II.3.2. Méthode de sous-structures.....	31
II.3.3. Méthode hybrides.....	38
II.4. Réponse dynamique des fondations.....	38
II.4.1. Définition de l'impédance d'une fondation.....	40
II.4.2 Amortissement interne du sol.....	43
II.5. Détermination des fonctions impédances et de la réponse sismique des fondations...	45
II.5.1. Définition de l'impédance d'une fondation superficielle.....	46
II.5.2. Analyse dynamique de l'interaction sol-structure-pieu.....	40
II.6. Conclusion.....	54

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe de pieux et l'effet de frottement négatif

III.1. Introduction.....	56
III.2. Définition de problème.....	58
III.3. Principe de calcul et équation de base.....	59
III.3.1. Vibration axiale (verticale).....	60
III.3.2. Modèle mathématique et équation de base.....	61
III.3.3. Vibrations latérales.....	64
III.3.4. Equation de base et formulation mathématique.....	66
III.3.5. Impédance dynamique de groupe de pieux.....	71
III.3.6. Détermination des coefficients d'interaction.....	75
III.4. Conclusion.....	77

Chapitre 04 : Résultats et discussion

IV.1. Introduction.....	78
IV.2. Effets de frottement et la distance entre axes des pieux.....	79
IV.2.1. Pour quatre pieux (2×2).....	79
IV.2.2. Pour neufs pieux (3×3).....	89
IV.3. Interprétation générale.....	99
IV.4. Conclusion	100

Sommaire

Conclusion générale

Conclusion générale	101
Référence.....	103

Annexe

Annexe A

A. La méthode des éléments finis.....	104
A.1. Modèle mathématique ou numérique du problème physique.....	104
A.2. Les difficultés de l'approche de dimensionnement des systèmes.....	105
A.3. Qu'est ce qu'un modèle.....	106
A.4. La méthode des éléments finis.....	108
A.5. Le calcul par élément finis.....	109
A.6. Les principales étapes d'un modèle éléments finis.....	111
A.7. Conseils de prise en main d'un logiciel de simulation.....	111

Annexe B

B. Présentation de logiciel MATLAB	113
B.1. Présentation et notions générales de logiciel MATLAB.....	113
B.2. L'interface de MATLAB.....	113
B.3. Public concerné	115

Annexe C

C.1 Effet de rapport S/d.....	116
C.2 Effet d'angle de frottement.....	121

Liste des figures et des tableaux

I. Liste des figures :

Chapitre 01 :

Figure I.1. Schéma présentant les divers types de fondation selon la largeur la hauteur d'encastrement.	05
Figure I.2. Définitions des caractéristiques géométriques des pieux.	06
Figure I.3. Mécanismes du frottement latéral positif et négatif.	07
Figure I.4.a Concept de frottement positif.	08
Figure I.4.b. Concept de frottement négatif.	08
Figure I.5. Différente méthodes d'exécution des fondations profondes	12
Figure I.5.1 pieux métalliques battus injectés.	12
Figure I.5.2 Pieu vissé moulé	13
Figure I.5.3 Pieux forés simples	13
Figure I.5.4 Les pieux forés tubés	13
Figure I.5.5 Tarière creuse	13
Figure I.5.6 Micro-pieu	14
Figure I.6. Trois modes de fonctionnement des pieux.	15
Figure I.7. Types des ondes dans le sol.	17
Figure I.8. Caractéristiques d'une onde de vibrations.	19
Figure I.9. Mécanisme de génération des ondes sismiques par battage (ou vibrofonçage) des pieux dans un sol homogène.	21

Chapitre 02 :

Figure II.1. Effet de l'interaction sol-structure sur un ouvrage	24
Figure II.2. Système sol-structure	27
Figure II.3. Interaction Sol-Structure	32
Figure II.4. Modèle rhéologique simplifié pour l'impédance verticale	39
Figure II.5 Modèle géométrique d'une fondation superficielle circulaire	40
Figure II.6. Boucle d'hystérésis	43
Figure II.7. Géométrie d'une fondation reposant sur un demi-espace soumises à des ondes sismiques obliques Wong et Luco (1978).	
Figure II.8. Modèle de deux fondations adjacentes avec les ondes sismiques obliques Qian	50

Liste des figures et des tableaux

et Beskos (1995)

Figure II.9. Modélisation de l'ensemble sol-pieux-dalle (Messioud et al. 2011, 2019). 53

Chapitre 03 :

Figure III.1. Oscillateur dans le domaine fréquentiel du système sol-pieux. 50

Figure III.2. Modèle dynamique de Winkler pour un pieu verticalement chargé. 61

Figure III.3. Effet de frottement sur un pieu verticalement chargé
'Décomposition des sollicitations sur un élément de longueur dz '. 62

Figure III.4. Modèle dynamique de Winkler pour pieu déplacé latéralement. 66

Figure III.5. Sollicitations sur un élément infinitésimal dz de pieu avec frottement négatif. 67

Figure III.6. Distribution des amplitudes de déplacements d'un pieu oscillant (actif) et d'un pieu voisin (passif) (2×1). 72

Figure III.7. Profils et plans d'un groupe des pieux (2×2). 73

Figure III.8. Profils et plans d'un groupe de 9 pieux (3×3). 74

Figure III.9. Les vitesses apparentes des ondes émanant d'un pieu oscillant. 77

Chapitre 04 :

Pour quatre pieux

Figure IV.1. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la fréquence à $\varphi = 20^\circ$. 79

Figure IV.2. Variation des impédances dynamiques horizontales en fonction de la fréquence à $\varphi = 20^\circ$. 80

Figure IV.3. Variation des impédances dynamiques rotationnelle en fonction de la fréquence à $\varphi = 20^\circ$. 81

Figure IV.4. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la 81

Liste des figures et des tableaux

fréquence à $\varphi = 30^\circ$.	82
Figure IV.5. Variation des impédances dynamiques horizontales en fonction de la fréquence à $\varphi = 30^\circ$.	82
Figure IV.6. Variation des impédances dynamiques rotationnelle en fonction de la fréquence à $\varphi = 30^\circ$.	83
Figure IV.7. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la fréquence à $\varphi = 36^\circ$.	83
Figure IV.8. Variation des impédances dynamiques horizontales en fonction de la fréquence à $\varphi = 36^\circ$.	84
Figure IV.9. Variation des impédances dynamiques rotationnelles en fonction de la fréquence à $\varphi = 36^\circ$.	84
Figure IV.10. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la fréquence à $S/d = 2$.	85
Figure IV.11. Variation des impédances dynamiques horizontale en fonction de la fréquence à $S/d = 2$.	85
Figure IV.12. Variation des impédances dynamiques rotationnelles en fonction de la fréquence à $S/d = 2$.	86
Figure IV.13. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la fréquence à $S/d = 5$.	86
Figure IV.14. Variation des impédances dynamiques horizontales en fonction de la fréquence à $S/d = 5$.	87
Figure IV.15. Variation des impédances dynamiques rotationnelles en fonction de la fréquence à $S/d = 5$.	87
Figure IV.16. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la fréquence à $S/d = 10$.	88
Figure IV.17. Variation des impédances dynamiques horizontales en fonction de la fréquence à $S/d = 10$.	88
Figure IV.18. Variation des impédances dynamiques rotationnelles en fonction de la fréquence à $S/d = 10$.	
Pour neufs pieux	89
Figure IV.19. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la	

Liste des figures et des tableaux

fréquence à $\varphi = 20^\circ$.	90
Figure IV.20. Variation des impédances dynamiques horizontales en fonction de la fréquence à $\varphi = 20^\circ$.	90
Figure IV.21. Variation des impédances dynamiques rotationnelle en fonction de la fréquence à $\varphi = 20^\circ$.	91
Figure IV.22. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la fréquence à $\varphi = 30^\circ$.	91
Figure IV.23. Variation des impédances dynamiques horizontales en fonction de la fréquence à $\varphi = 30^\circ$.	92
Figure IV.24. Variation des impédances dynamiques rotationnelle en fonction de la fréquence à $\varphi = 30^\circ$.	92
Figure IV.25. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la fréquence à $\varphi = 36^\circ$.	93
Figure IV.26. Variation des impédances dynamiques horizontales en fonction de la fréquence à $\varphi = 36^\circ$.	93
Figure IV.27. Variation des impédances dynamiques rotationnelles en fonction de la fréquence à $\varphi = 36^\circ$.	93
Figure IV.28. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la fréquence à $S/d = 2$.	94
Figure IV.29. Variation des impédances dynamiques horizontale en fonction de la fréquence à $S/d = 2$.	95
Figure IV.30. Variation des impédances dynamiques rotationnelles en fonction de la fréquence à $S/d = 2$.	95
Figure IV.31. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la fréquence à $S/d = 5$.	96
Figure IV.32. Variation des impédances dynamiques horizontales en fonction de la fréquence à $S/d = 5$.	96
Figure IV.33. Variation des impédances dynamiques rotationnelles en fonction de la fréquence à $S/d = 5$.	97
Figure IV.34. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la fréquence à $S/d = 10$.	97
Figure IV.35. Variation des impédances dynamiques horizontales en fonction de la fréquence à $S/d = 10$.	98

Liste des figures et des tableaux

Figure IV.36. Variation des impédances dynamiques rotationnelles en fonction de la fréquence à $S/d=10$.	98
Annexe A	
Figure A.1. Modèle mathématique ou numérique du problème physique.	105
Annexe B	
Figure B.1. la fenêtre principale de MATLAB.	116
Annexe C	
Figure C.1. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique verticale.	117
Figure C.2. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique verticale.	118
Figure C.3. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique verticale.	118
Figure C.4. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique horizontale.	119
Figure C.5. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique horizontale.	119
Figure C.6. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique horizontale.	120
Figure C.7. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique rotationnelle.	120
Figure C.8. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique rotationnelle.	121
Figure C.9. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique rotationnelle.	121
Figure C.10. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique verticale.	122
Figure C.11. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique verticale.	122
Figure C.12. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique verticale.	123
Figure C.13. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique horizontale.	123
Figure C.14. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique horizontale.	124
Figure C.15. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique horizontale.	124
Figure C.16. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique rotationnelle.	125
Figure C.17. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique rotationnelle.	125
Figure C.18. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique rotationnelle.	126

II. Liste des tableaux :

Tableau IV.1. Caractéristique mécaniques des éléments en interaction.	78
--	-----------

Liste des Notations

Notations

D : la hauteur de fondation.

B : la largeur de la fondation.

D_e : la hauteur d'encastrement mécanique.

h : la hauteur d'ancrage.

R : le diamètre de fondation.

f_p : le frottement latéral positif.

f_n : le frottement latéral négatif.

Q : la charge appliquée sur pieux.

Q_p : l'effort de pointe de pieux.

Q_f : l'effort de frottement latéral.

C_e : le coefficient d'efficacité de groupe de pieux.

Q_{gu} : la charge limite d'un groupe des pieux.

Q_{ui} : la charge limite d'un pieu isolé.

L : l'onde de surface de Love.

R : l'onde de surface de Rayleigh.

P : l'onde de volume primaire.

S : l'onde de volume secondaire, la matrice de rigidité dynamique complexe, la distance entre axes des pieux voisins.

C_p : la vitesse de propagation des ondes primaires, la vitesse de l'onde de compression.

C_s : la vitesse de propagation des ondes secondaires.

C_R : la vitesse de propagation des ondes de Rayleigh.

ρ : la masse volumique du sol.

L : la longueur de pieu cylindre plein.

d : diamètre de pieu cylindre plein.

Liste des Notations

C : présente l'amortissement de pieu.

E_s : le module d'élasticité du sol.

G : le module de cisaillement du sol.

ν : coefficient de poisson du sol.

λ : constant de lamé du sol, longueur d'onde.

V : la vitesse particulaire.

C : la vitesse de propagation.

V_v : la vitesse particulaire verticale.

V_l : la vitesse particulaire longitudinale.

V_T : la vitesse particulaire transversale.

T : la période.

λ : la longueur d'onde.

E_s : le module d'Young du sol.

C_s : la vitesse des ondes de cisaillement.

β : le rapport d'amortissement.

m : la masse par unité de longueur de pieu.

a_0 : la fréquence sans dimension.

ω : la fréquence d'excitation.

z : paramètres de réponse en vertical (axial).

x : paramètres de réponse en horizontal (latéral).

rx : paramètres de réponse en rotationnel (bascule) oscillation.

G : groupe de pieux

s : seul pieux.

l_c : la longueur critique.

f : fréquence d'oscillation en Hz.

F : amplitude de la force excitante $i\sqrt{-1}$.

$[M]$: la matrice de masse.

Liste des Notations

C : la matrice d'amortissement.

$[K]$: la matrice de rigidité.

$M, \Delta M$: moment appliqué à la pile casquette, et moment à la tête.

r_0 : rayon de pieu.

r : distance horizontale de l'axe du pieu p .

t : temps.

V_{La} : Onde analogique de Lys mer rapidité.

u : déplacement horizontal et vertical.

θ : angle de rotation de pieu individuel et du groupe de pieux.

U : le vecteur de déplacement du système.

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

U_s : Déplacements absolus des nœuds de la structure.

U_b : Déplacements absolus des nœuds de la base (interface sol-structure).

U_i : Déplacement absolus des nœuds intérieur du sol.

U_r : Déplacements absolus des nœuds de la frontière.

\dot{U} : la vitesse nodale respectivement.

\ddot{U} : l'accélération nodale.

$[S]$: la matrice de rigidité dynamique complexe.

E_p : modules d' Young de pile.

χ^G : l'impédance dynamique des groupes.

F^G : force verticale.

H^G : force horizontale.

M^G : moment de basculement.

C_z, K_z : les coefficients des raideurs de sol.

χ_z^S : L'impédance dynamique à valeurs complexes pour seul pieu.

C_z^S : coefficients d'amortissement d'oscillations axiales d'une seule pile.

C_x^S : coefficients d'amortissement d'oscillations latérales d'une seule pile.

C_{rx}^S : coefficients d'amortissement de rotation d'une seule pile.

Liste des Notations

C_z^G : coefficients d'amortissement d'oscillations axiales d'un groupe de pieux.

C_x^G : coefficients d'amortissement d'oscillations latérales d'un groupe de pieux.

C_{rx}^G : coefficients d'amortissement de rotation d'un groupe de pieux.

$\overline{K_z^S}, \overline{K_x^S}, \overline{K_{rx}^S}$: rigidité dynamique d'une seule pile.

K_z^S, K_x^S, K_{rx}^S : rigidité statique d'une seule pile.

$\chi_z^G, \chi_x^G, \chi_{rx}^G$: impédances dynamique complexe d'une seule pile.

$\overline{K_z^G}, \overline{K_x^G}, \overline{K_{rx}^G}$: rigidité dynamique d'un groupe de pieux.

X_z^G, X_x^G, X_{rx}^G : impédances dynamique complexe d'un groupe de pieux.

L : longueur de pieu.

α_v : facteur d'interaction dynamique pour oscillation verticale (axiale) de pieux oscillants.

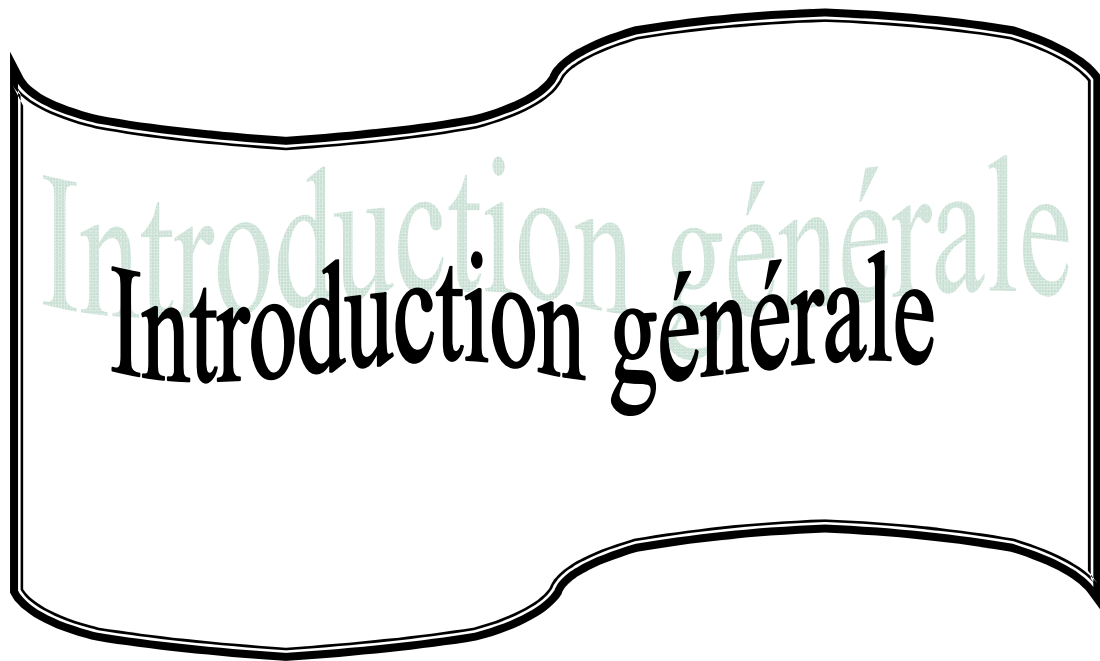
α_h : facteur d'interaction dynamique pour horizontalement (latéralement) de Pieux oscillants.

C_α : Vitesse d'onde progressive.

Abréviations :

MEF : Méthode des éléments finis.

ISS : Interaction sol-structure.



Introduction générale

Introduction générale

Les ouvrages en génie civil sont souvent réalisés sur des sols de différente compacité. Lorsque la qualité de ces sols est médiocre, les ingénieurs optent pour des fondations profondes pour accéder aux couches de sol offrant une meilleure portance. Parmi celles-ci, les fondations sur pieux constituent une solution souvent préconisée pour les structures. Les fondations sont des éléments fondamentaux dans un projet de construction car la pérennité de l'ouvrage dépend de leur qualité. Les fondations reprennent et transmettent au sol toutes les charges permanentes, accidentelles et charges d'exploitation. Il est donc important qu'elles soient calculées et réalisées avec le plus grand soin. La mauvaise portance des sols est un problème majeur qui nous oblige de rechercher le type de fondation adaptée pour assurer la stabilité des structures, généralement fondations sur groupe des pieux.

Les pieux sont des éléments structuraux couramment utilisés en génie civil. Ils sont dimensionnés pour reprendre à la fois des efforts axiaux, des efforts latéraux et des moments. Leur comportement mécanique a déjà fait l'objet de nombreux travaux de recherche qui ont abouti à des méthodes de dimensionnement largement adoptées dans la profession. Dans le passé, il était considéré que les charges latérales, dues à l'action du vent ou les sollicitations sismiques sur les structures étaient reprises par des pieux inclinés alors que l'effort axial et le moment étaient repris par des pieux verticaux. L'apparition de nouveaux besoins, comme par exemple, la stabilité des plates formes marines, structures soumises à des charges latérales de houle considérables, a mis en évidence la nécessité d'établir des méthodes de calcul tenant compte de la sollicitation latérale dans le dimensionnement de l'ensemble des pieux.

Le dimensionnement de l'ensemble des pieux consiste à trouver des techniques de génie civil permettent aux habitations de résister au mieux aux tremblements de terre. Pour cela, une bonne connaissance du comportement des structures étant fondées sur les sols par lesquels sont transmises des sollicitations sismiques, il monte en conséquence de connaître le fonctionnement de l'ensemble du système sol-pieux en cas de séisme. En effet, non seulement la nature des sols a une influence sur le comportement des structures, mais les structures mises en mouvement induisent aussi des chargements supplémentaire dans les sols qui modifieront à leur tour les composantes des sollicitations. Le terme décrivant l'étude de ces phénomènes porte le nom d'interaction sol-structure (ISS).

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de la

Introduction générale

fondation. Les effets de l'interaction sol-structures (ISS) sur la réponse sismique n'ont pas été sérieusement pris en considération que jusqu'au tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie.

Dans ce cas, l'interaction sol-structure (ISS) joue un rôle important dans l'évaluation de la réponse sismique des structures rigides, comme les pieux et la culée des ponts, où se trouvent des dispositifs de retenue longitudinaux ou transversaux (Dezi 2006 ;Dezi et Scarpelli 2006). Dans ces cas, l'habituel l'hypothèse d'un modèle à base fixe conduit généralement à des solutions de conception conservatrices qui ne peuvent pas toujours être acceptées pour des raisons économiques. En outre, les codes techniques modernes suggèrent de prendre en compte le ISS.

Dans la pratique, les ingénieurs ont utilisés plusieurs méthodes analytiques, numériques pour le calcul la rigidité dynamique et la réponse sismique des fondations sur un groupe de pieux. Sous l'hypothèse d'un comportement linéaire du sol et de la structure, l'analyse est généralement effectuée dans le domaine fréquentiel. Cette hypothèse est le principe de base de la méthode de sous-structure, dans laquelle les fonctions impédances sont indispensables.

La détermination des fonctions impédances des fondations de formes quelconques, non pesante et soumises à différentes excitations, revêt une importance primordiale dans le calcul parasismique des structures. Les fonctions d'impédance peuvent être déterminées par différentes méthodes. Pour le cas de fondations superficielles à géométrie relativement simple, les méthodes numériques (méthode des éléments finis et méthode des éléments aux frontières) sont utilisées mais leur coût de calcul reste tout de même élevé. Les méthodes semi-analytiques font un compromis entre les méthodes numériques et analytiques et permettent donc de déterminer les fonctions d'impédance d'une fondation de forme quelconque enterrée ou non dans un profil de sol multicouches.

L'interaction pieu-pieu dépend de la fréquence, elle peut produire des ondes qui sont apparaitre à la périphérique de chaque pieu et se propagent sur « heurter» les pieux voisins. Nombreuses chercheurs ont développé une variété de méthodes numériques et analytique pour calculer la réponse dynamique des groupes de pieux tenant compte de l'interaction pieu –sol- pieu. Un examen complet sur le sujet a été présenté par Novak et al (1974).

Introduction générale

En mécanique du sol, les pieux dans le sol subissent généralement un frottement le long du pieu, et il peut être intéressant d'étudier l'effet de ce frottement sur le comportement dynamique du pieu à travers l'angle d'interaction sol-pieu.

Dans ce travail, une solution analytique très simple au problème de l'interaction dynamique pieu-sol-pieu dans un sol homogène est développée, et des résultats paramétriques pour la rigidité et l'amortissement de groupes de pieux flottants sont présentés. Dans ce contexte, un programme de calcul avec MATLAB a été développé selon les équations de l'élastodynamique, la réponse dynamique d'un pieu ou un groupe de pieux est présentée sous forme des fonctions à impédances. Les oscillations verticales, horizontales et en rotations sont prises en compte

Ce travail a été subdivisé en une introduction générale et quatre chapitres dont les deux derniers constituent l'originalité de ce travail.

- ✓ Le premier chapitre comporte quelques notions fondamentales sur les fondations profondes et plus exactement sur les pieux, les différents types et critères de choix de ces derniers et modes d'exécution, et les vibrations induite par leurs battage.
- ✓ Le deuxième chapitre est consacré à la présentation de problème d'interaction sol-fondation sous sollicitation dynamique et les différentes méthodes pour résoudre ce problème.
- ✓ Le troisième chapitre concerne l'étude de la réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux. Un développement mathématique a été réalisé sur la base des équations de l'élastodynamique ; les fonctions impédances sont déterminées par les conditions aux limites.

Dans le quatrième chapitre, on présentera les résultats de calcul et l'interprétation des résultats des fonctions impédances, une analyse paramétrique a été effectuée en variant l'angle de frottement du système sol-pieu, et le rapport S/d.

Enfin nous terminerons notre travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre étude.

Chapitre 01 :
Chapitre 01 :

Etude Bibliographique-vibrations des fondations-

I.1. Introduction :

La bonne conception des fondations constitue un des éléments très importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en Génie civil. Lorsque le sol de fondation en surface n'a pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges qui lui sont transmises, soit parce que sa résistance est faible, soit que les tassements résultants soient préjudiciables à la construction, on opte pour des fondations profondes. Beaucoup d'ouvrages importants sont généralement fondés sur les pieux tels quels : les ponts des centrales nucléaires, les tours à grandes hauteur...etc.

Dans ce cas, les pieux sont souvent soumis à des chargements axiaux et latéraux en tête qui sont causés soit par les charges de la superstructure (descente de charge), soit par la géométrie du terrain (dissymétrie de la pression du sol sur le pieu).

Dans les fondations profondes la caractérisation du contact entre le sol et l'élément structural «pieu» joue un rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage.

Les vibrations induite par le battage des pieux ou par un chargement dynamique affectent la stabilité d'ouvrage, où lorsque le pieu interagit avec le sol environnant les vibrations transférées à l'interface pieu-sol. La vibration se propage à travers le sol et interagit avec les ouvrages et la propagation des ondes de différents types dans le sol où elle peut endommager l'ouvrage.

Ce travail constitue une compréhension du comportement de ce type d'ouvrage (pieux), et s'intéresse plus particulièrement à la contribution de l'étude du frottement négatif et à la présentation de quelques notions fondamentales sur les fondations profondes, et plus exactement «les pieux» et ses vibrations induite dans le sol.

I.2. Définitions :

I.2.1. Fondation profonde :

La fondation est dite profonde si:

$$D/B > 6 \quad \text{et} \quad D > 3\text{m}$$

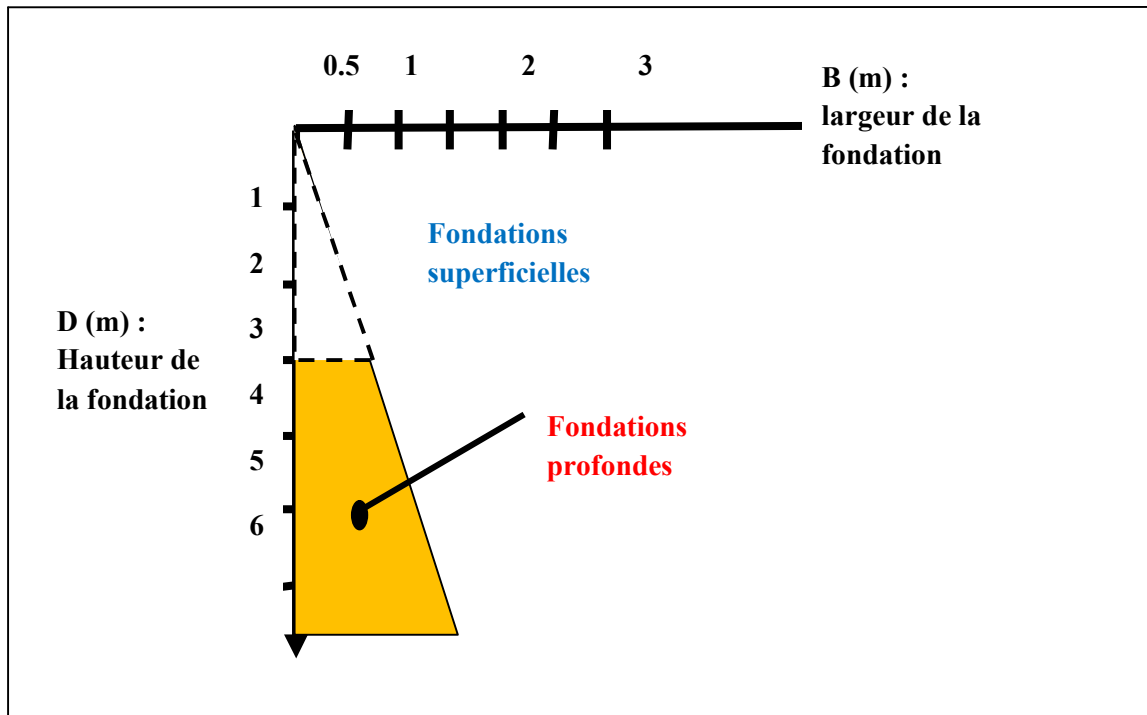


Figure I.1. Schéma présentant les divers types de fondation selon la largeur et la hauteur d'encastrement.

Ce type de fondation interviendra lorsqu'on ne pourra fonder un ouvrage sur semelle à une profondeur raisonnable (**Figure I.1**)

- Soit parce que le sol est de mauvaise qualité et présente une capacité portante insuffisante.
- Soit parce que les tassements prévisibles sont incompatibles avec l'ouvrage.

La technique des pieux est l'un des types des fondations profondes, est utilisée pour fonder sur des horizons compressibles des ouvrages tels que les dallages, les remblais, les bâtiments industriels et commerciaux, les réservoirs et bassins. Cette technique vise à limiter les tassements absolus et différentiels sans passer par des superstructures rigides et onéreuses ou par des solutions traditionnelles telles que le préchargement qui allongent les délais de construction.

I.2.2. Les pieux :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles et transmettre les charges en profondeur . Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple).

Les 3 parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D de pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e . Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu.

On considère qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif D_e/B est supérieur à 5 et $D > 3$.

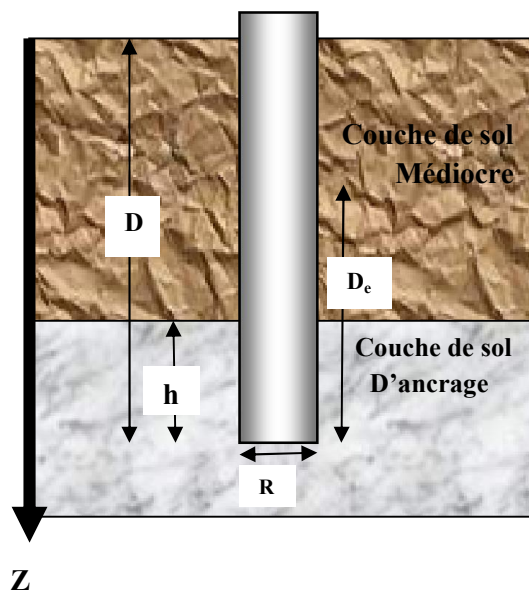


Figure I.2. Définitions des caractéristiques géométriques des pieux.

I.2.3. Frottements latéral positifs et négatifs :

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral positif (f_p), vers le haut. Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraine le pieu vers la bas et lui applique un frottement négatif (f_n) qui le surcharge (**Figure I. 3**). Pour un même pieu il peut y avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif.

Le pieu neutre est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui du sol.

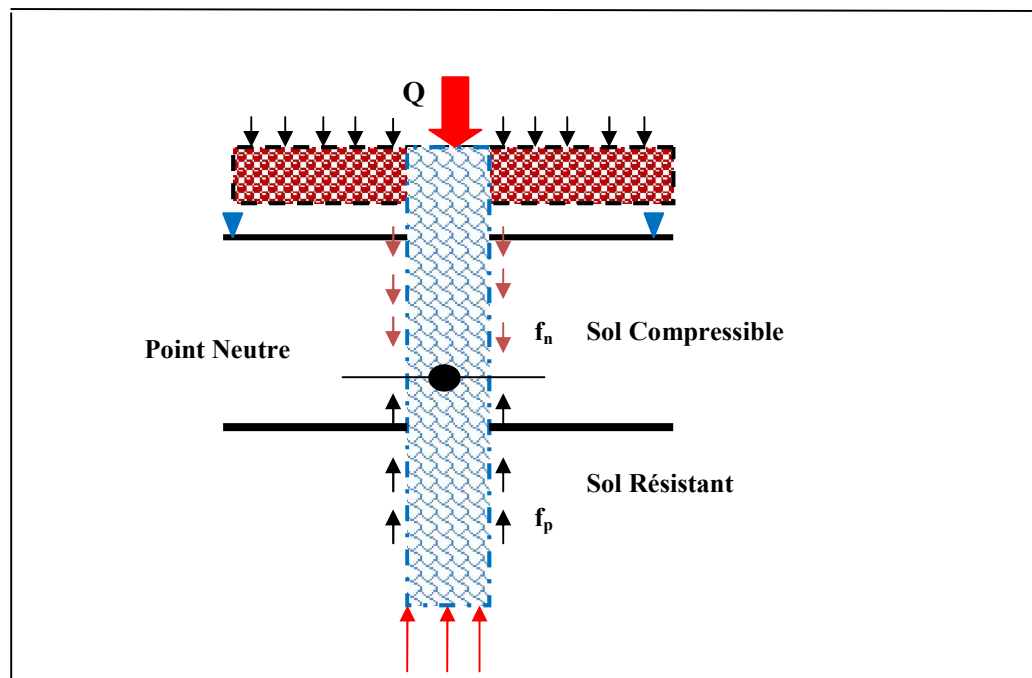


Figure I.3. Mécanismes du frottement latéral positif et négatif.

Cependant, des efforts parasites peuvent parfois entrer en jeu et induire des forces de frottement dans le sens même de pieu sous charge. On pourra qualifier ces efforts parasites comme étant du frottement négatif. Le frottement négatif va apparaître lorsque les tassements du sol vont être plus importants que ceux subis par le pieu. Les **Figures I.4.a** et **I.4.b** illustre le concept de frottement négatif. Il est à noter que le comportement du pieu à l'état ultime a tendance à faire disparaître le frottement négatif pour la simple raison que ce dernier connaîtra un déplacement vertical supérieur à celui du sol, en tout point. Etant donné

Chapitre 01 : Etude Bibliographique-vibrations des fondations-

que le frottement négatif n'apparaîtra que pour des conditions où le tassement du sol devient supérieur à celui du pieu, il est possible d'observer le développement des efforts négatifs uniquement dans la section supérieure du pieu. Dans une situation semblable, il serait possible d'observer du frottement positif dans la partie inférieure du pieu ainsi qu'une profondeur pour laquelle les frottements positifs et négatifs s'annuleraient pour former un plan neutre. A cette profondeur le tassement relatif entre le sol et le pieu est nul.

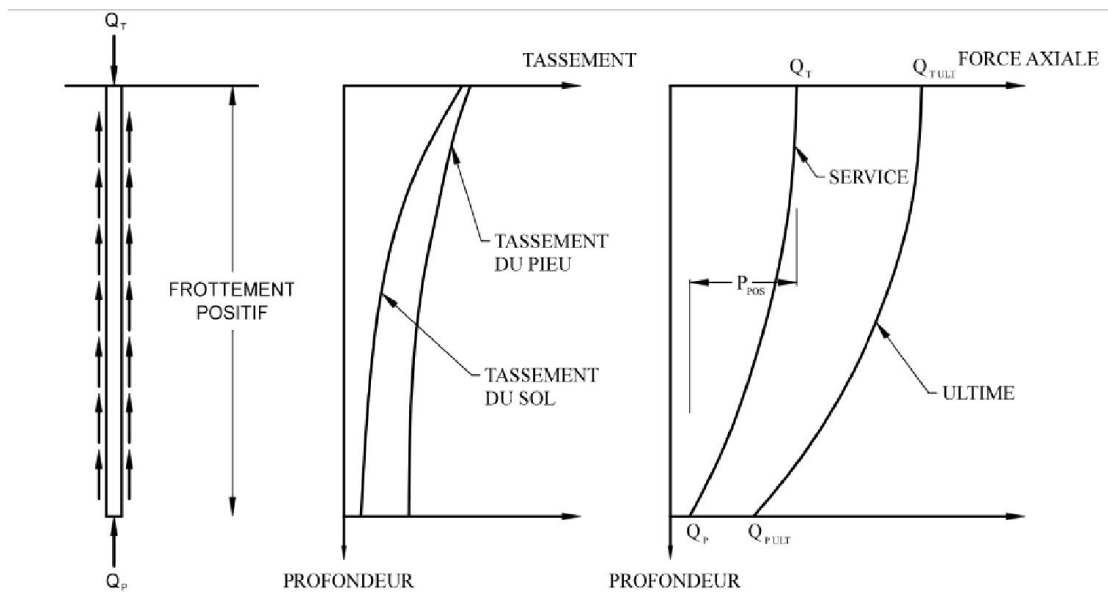


Figure I.4.a Concept de frottement positif.

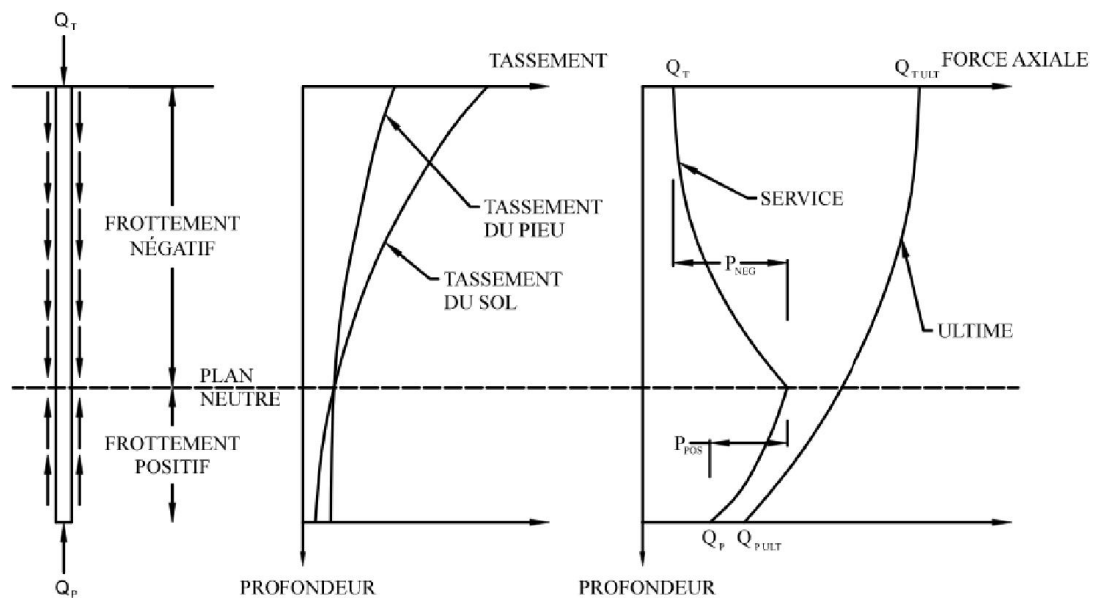


Figure I.4.b. Concept de frottement négatif.

I.2.4. Fonctions d'impédance des pieux :

Les fonctions d'impédance ont été calculées, analytiquement ou numériquement dans des cas de fondations profondes (pieux). Ces fonctions représentent les caractéristiques dynamiques de rigidité et d'amortissement de l'interaction sol fondation.

Une fonction d'impédance est une matrice de rigidité dynamique qui relie les efforts généralisés (par exemple l'effort tranchant et le moment) à la base de la structure aux déplacements et rotations de la fondation par rapport au champ libre. Les termes utilisés dans la fonction d'impédance sont les valeurs complexes comportant une partie réelle caractérisant la rigidité et une partie imaginaire caractérisant l'amortissement du sol. La fonction d'impédance peut être utilisée dans une analyse dans le domaine fréquentiel.

Cependant, l'analyse d'un système compliqué, nécessitant la mise en oeuvre d'un grand nombre de degrés de liberté, ne peut être simplifiée que si les fonctions d'impédance sont supposées indépendantes de la fréquence d'excitation. En outre, la résolution dans le domaine fréquentiel ne peut être envisagée si l'analyse est étendue au domaine non linéaire (comportement non linéaire du sol, plasticité ou endommagement de la structure).

Dans le cas le plus général, six degrés de liberté sont nécessaires pour chaque nœud de la fondation. Toutefois, en pratique la fondation est souvent supposée rigide représenté par un nœud unique, ce qui réduit les degrés de liberté au total à six. Lorsque l'on considère la réponse latérale d'une structure sur une base rigide dans une direction particulière.

I.3. Considérations générales dans le calcul des fondations profondes (pieux) :

Selon l'Eurocodes-7, il existe 7 états limites ultimes à prendre en compte lors du calcul des fondations sur pieux :

- ✓ Stabilité d'ensemble.
- ✓ Capacité portante de la fondation sur pieux.
- ✓ Soulèvement ou résistance à la traction insuffisante de la fondation.
- ✓ Rupture du terrain due au chargement latéral de la fondation.
- ✓ Rupture de pieu.

- ✓ Rupture combinée du terrain et de fondation.
- ✓ Rupture combinée du terrain et de la structure.

Il existe aussi quatre états limite de service à analyser lors du calcul des pieux :

- ✓ Tassement excessif du sol.
- ✓ Soulèvement excessif.
- ✓ Mouvement latérale excessif du sol
- ✓ Vibrations inadmissibles.

I.4. Modes d'exécution des pieux :

On peut donc retenir des différents modes d'exécution des pieux qu'il existe deux étapes :

a) Réalisation du trou :

- Soit en comprimant le sol en battant un pieu préfabriqué ou un tube obturé en partie basse.
- Soit en forant : Avec des bennes preneuses des bennes rotatives ou des tarières dans les sols meubles, Avec des trépan pour briser les sols durs puis des soupapes.

b) Mise en œuvre des pieux :

Il existe de nombreux modes d'exécution des pieux :

- Les pieux façonnés à l'avance.
- Les pieux préfabriqués en béton armé : les pieux en béton armé sont enfoncés dans le sol par battage au moyen d'un mouton diesel ou par vibrofonçage.

I.5. Choix du type de pieu :

Ainsi le choix du type de pieu dépend :

- De la nature des couches rencontrées dans le terrain.
- De la présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines.
- Des charges à reprendre.
- De l'environnement du chantier.
- Du cout d'exécution.

Et du matériel et de la technicité de l'entreprise.

I.6. Classification des pieux :

Il s'agit de citer les différents types de pieux en fonction des matériaux qui les constituent ou alors du mode de leur installation dans le sol. Cette classification est donc non exhaustive de la technologie des pieux.

a) **Pieux battus** : des pieux préfabriqués, en béton armé ou précontraint, ou des pieux métalliques à base obturée sont enfoncés dans le sol par battage en tête, par l'intermédiaire d'un casque. Appartiennent aussi à cette catégorie les pieux battus par pilonnage, par moulage, ou par enrobage (**Figure I.5.1**)

b) **Pieux foncés** : ce sont des pieux en béton préfabriqués, ou des pieux métalliques qui sont installés dans le sol par fonçage, avec un vérin s'appuyant sur un massif de réaction.

c) **Pieux vissés moulés** : ils installés dans les sols cohérents par vissage les préalable d'un outil en forme de double vis (**Figure I.5.2**).

Les pieux appartenant à la catégorie d'installation sans refoulement du sol son divers, mais son essentiellement :

d) **Pieux forés simple** : ils installés dans les forages réalisés au préalable dans les sols cohérents, sans maintien des parois du forage, avec une tarière ou une benne (**Figure I.5.3**).

e) **Pieux forés à la boue** : le procédé consiste à réaliser forage avec maintien des parois avec la boue.

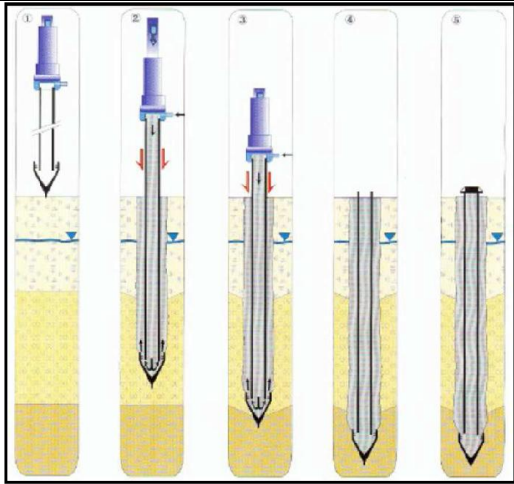
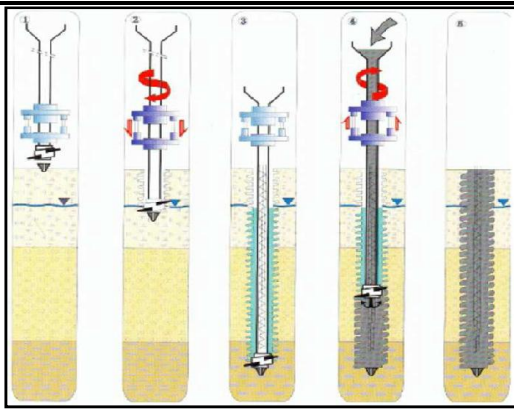
f) **Pieux forcés tubés** : le procédé consiste à foncer préalablement un tubage, au sein du quel on réalise un forage, on coule le béton et on récupère graduellement le tubage (**Figure I.5.4**).

g) **Pieux réalisés à la tarière creuse** : un exemple de ce procédé est celui appelé star sol mis au point par l'entreprise sol étanche (**Figure I.5.5**).

Chapitre 01 : Etude Bibliographique-vibrations des fondations-

h) **Micro-pieux** : ce sont des pieux forés de diamètre inférieur à 250 mm, largement utilisés dans le renforcement du sol et la reprises-en sous-œuvre (**Figure I.5.6**).

i) **Puits** : il s'agit d'une fondation massive creusée à la main, les parois étant soutenues par blindage. De par son élancement intermédiaire (D/B entre 4 et 10), ce type de fondation fait plutôt partie de fondations semi-profondes.

 <p>Figure I.5.1 pieux métalliques battus injectés.</p>	<ol style="list-style-type: none">1. Mise en fiche, réglage.2. Bataillage du tube par mouton hydraulique.3. Refoulement des sols, maintenus et expansés De mortier.4. Pieu terminé.5. Recépage et soudage d'une plaque.
 <p>Figure I.5.2 Pieu vissé moulé</p>	<ol style="list-style-type: none">1. Mise en fiche, réglage et pose d'une pointe perdue.2. L'outil est foncé par combinaison du vissage et du vérinage dans le sol refoulé.3. Mise en place d'armature.4. En devisant le vérinage augmente par refoulement du sol l'épaisseur de l'empreinte laissée par l'outil, la charge de béton garantissant un parfait moulage de celle-ci.5. Pieu exécuté.

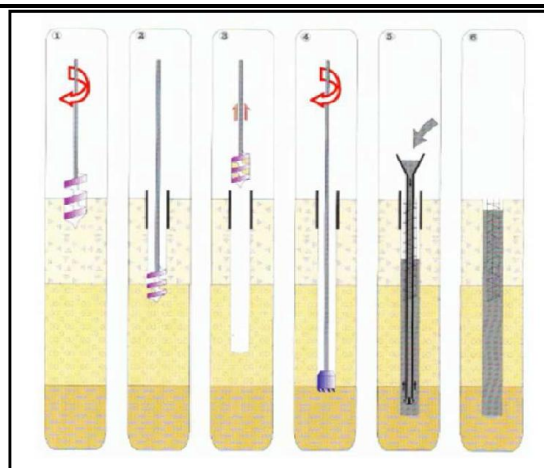


Figure I.5.3 Pieux forés simples

1. Mise en fiche, réglage, préforage.
2. Mise en place de virole.
3. Forage à la tarière.
4. Ancrage au carottier.
5. Mise en place d'armatures partielles ou totales et bétonnage à la colonne.
6. Contrôle de l'arase béton.

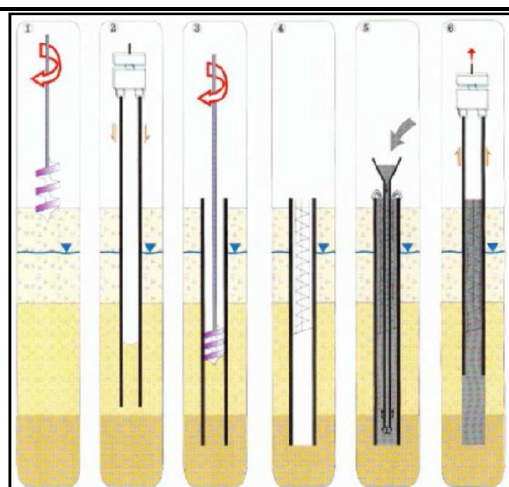


Figure I.5.4 Les pieux forés tubés

1. Mise fiche, réglage, préforage.
2. Vibro-forage du tubage de travail.
3. Forage et extraction des terres.
4. Mise en place d'armatures partielles ou totales.
5. Bétonnage au tube plongeur.
6. Extraction du tubage de travail.

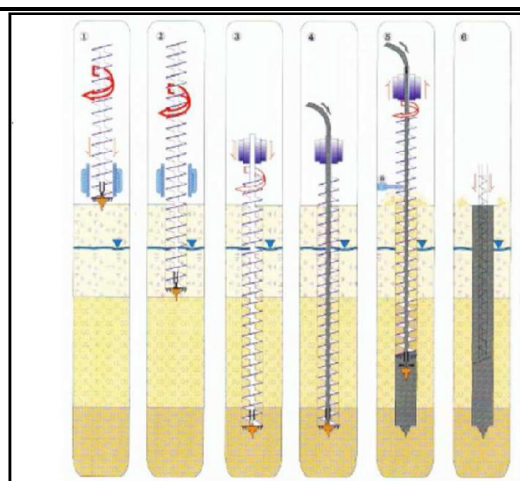


Figure I.5.5 Tarière creuse

1. Mise en fiche des réglages des guides de forage.
2. Forage.
3. Ancrage par rotation et avec poussée sur l'outil.
4. Injection de béton dans l'axe creux de la tarière.
5. Descente du tube plongeur, remontée de la tarière en relation lente bétonnage en continu.
6. Mise en place d'armateur.

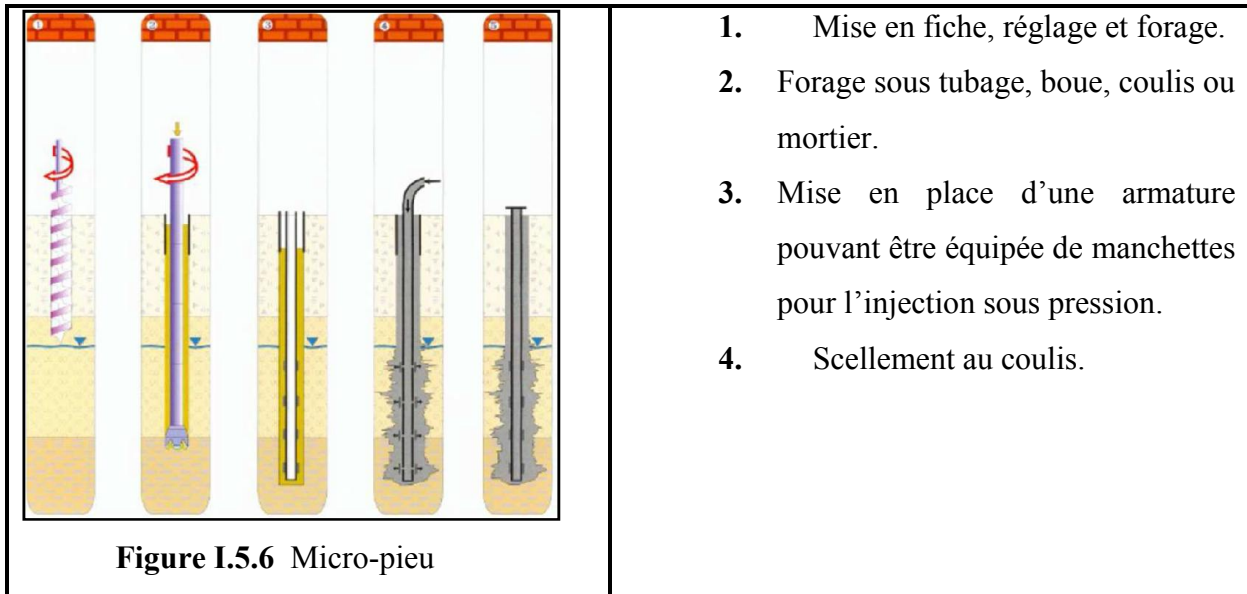


Figure I.5 : Différentes méthodes d'exécution des fondations profondes

I.7. Principes de fonctionnement :

I.7.1. Cas d'un pieu isolé :

Le rôle principal du pieu est de transmettre les charges vers les couches du sol ayant de bonnes caractéristiques physiques et mécaniques :

- Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte :
 - Par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté QP).
 - Par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté QF).
 - Par frottement latéral + effet de pointe.
- L'effort de pointes est proportionnel à :
 - Section de la base du pieu.
 - A la résistance du substratum.
- L'effort de frottement latéral est proportionnel à :
 - La surface de contact entre le pieu et le sol.

Chapitre 01 : Etude Bibliographique-vibrations des fondations-

- Au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol).

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol.

Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif).

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol a tendance à tasser, le frottement sol pieu est négatif. Cela a pour conséquence de surcharger le pieu.

Attention, si le pieu travaille à l'arrachement, $Q_p = 0$. Il est admis que le frottement latéral mobilisable est identique selon que le pieu travaille en compression ou en traction.

D'une part, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieux Q_{gu} soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé qui.

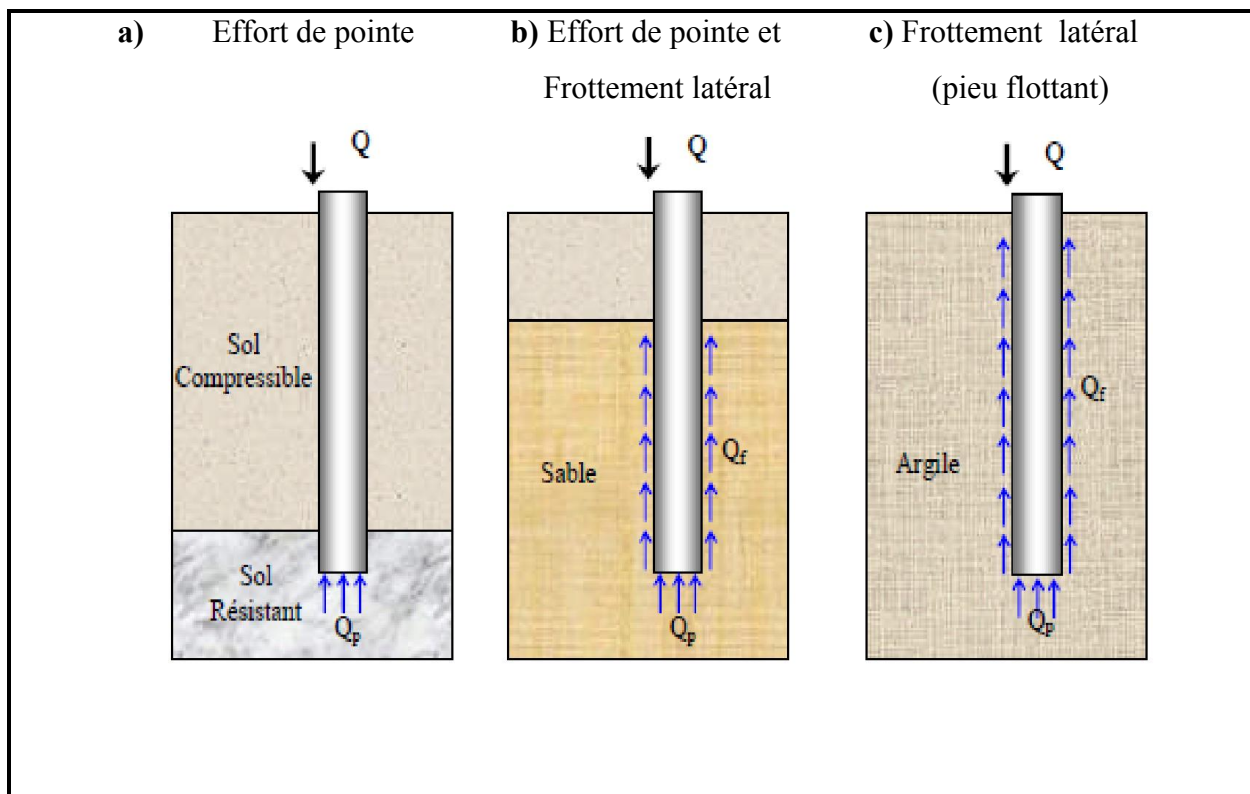


Figure I.6. Trois modes de fonctionnement des pieux.

I.7.2. Cas de groupes de pieux :

D'une part, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieux Q_{gu} soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé qui. Le coefficient d'efficacité du groupe de pieu se définit comme suit :

$$C_e = \frac{Q_{gu}}{\sum Q_{ui}} \quad (I.1)$$

D'autre part la diffusion de contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé. Il se produit un effet radier.

Cela a pour conséquence de transmettre les contraintes en profondeur bien au delà de celles générées par un pieu isolé.

I.8. Vibrations induites par le battage de pieux :

le battage de pieux présente avec le vibrofonçage les deux principale techniques utilisées pour l'installation de pieux procédés induits dans le sol des ondes de différents types qui se propagent avec différentes fréquences et amplitudes. Des mesures réalisées sur différents chantiers ont montré que l'amplitude des vibrations et la distance du pieu a fait l'objet de plusieurs recherches qui ont conduit à des nombreuses relations.

Les ondes induites par le battage de pieux peuvent être à l'origine de nuisances vibratoires si leur amplitude dépasse une certaine valeur appelée "valeur limite admise" ou "tolérable". La nuisance aux usagers, un fonctionnement défectueux des appareils sensibles et les dommages aux bâtiments sont reconnus comme étant des formes possibles de nuisances vibratoires. Ces nuisances deviennent de plus en plus critiques en cas de battage de pieux dans un site urbain. Dans ce cas, on peut réduire l'amplitude des vibrations par des dispositifs d'isolation comme l'installation de barrières d'ondes (tranchées ou rangées de pieux).

I.8.1. Types d'ondes :

Le battage et vibrofonçage de pieux produisent des ondes dans le sol. Ces ondes peuvent être classées en deux types : les ondes de volume qui traversent le sol et les ondes de

Chapitre 01 : Etude Bibliographique-vibrations des fondations-

surface qui se propagent dans une couche superficielle ayant une épaisseur égale à la longueur d'onde.

Les ondes de volume se propagent à l'intérieur du sol ou le long de sa surface. Leur vitesse de propagation dépend du matériau traversé et d'une manière générale elle augmente avec la profondeur. On distingue deux types d'ondes de volume. Les ondes primaires, également appelées 'ondes P, les ondes de compression ou ondes longitudinales' ; le déplacement du sol qui accompagne leur passage se fait par dilatation et compression successives, parallèlement à la direction de propagation de l'onde. Ce sont les ondes les plus rapides. Les ondes secondaires, également appelées 'ondes S, ondes de cisaillement ou ondes transversales' ; à leur passage, les mouvements du sol s'effectuent de perpendiculairement au sens de propagation de l'onde (**Figure I.7.**). Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides. Leur vitesse de propagation est inférieure à celle des ondes P.

Les ondes de volume se propagent un peu comme les rayons lumineux : elles peuvent être réfléchies ou réfractées, c'est-à-dire déviées à chaque changement de milieu. Elles peuvent ainsi suivre des trajets très complexes à l'intérieur du sol.

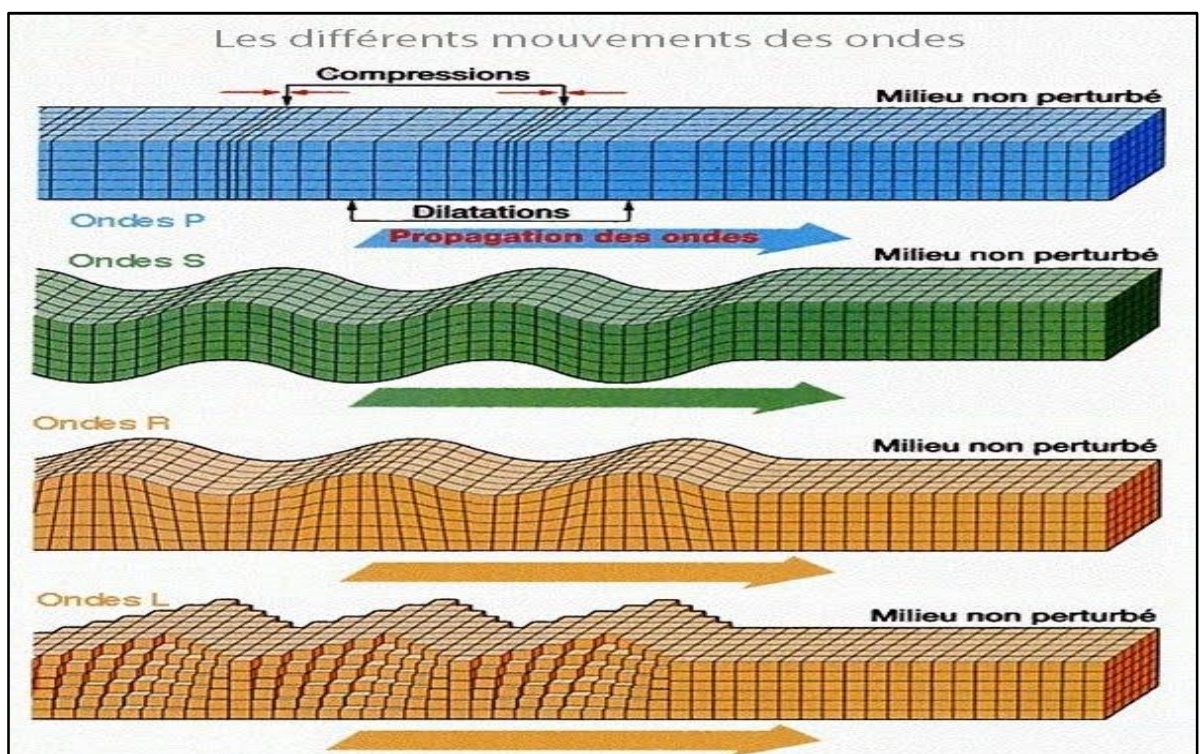


Figure I.7 Types des ondes dans le sol.

Chapitre 01 : Etude Bibliographique-vibrations des fondations-

Les ondes de surface sont des ondes guidées par la surface du sol. Leur effet est comparable aux rides formées à la surface d'un lac. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais leur amplitude est généralement plus forte. On peut distinguer deux types d'ondes de surface, les ondes de Love L et les ondes de Rayleigh R. Pour les ondes de Love, le déplacement est essentiellement le même que celui des ondes S mais sans mouvement vertical (**Figure I.7**), elles provoquent un ébranlement horizontal qu'est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices. Pour les ondes Rayleigh, le déplacement est complexe, assez semblable à celui d'une poussière portée par une vague, un mouvement à la fois horizontal et vertical.

Dans un sol uniforme (techniquement décrit comme homogène, isotrope et linéairement élastique) les ondes de Rayleigh R sont le seul type d'onde de surface à se produire. Par contre, les ondes de Love se produisent dans les sols hétérogènes stratifiés ; indiquent qu'elles existent faibles au-dessus d'une couche de vitesse plus élevée. D'après Svinkin, les ondes de Rayleigh induisent dans le sol des vibrations verticale et horizontale radiale ; ainsi, dans un sol stratifié horizontalement, la composante horizontale transversale de vibration à la surface du sol peut être due aux ondes de Love.

I.8.2. Vitesse de propagation des ondes sismiques :

Si l'on considère un demi-espace de sol homogène et isotrope, par la théorie d'élasticité on peut calculer la vitesse de propagation de différentes ondes à partir des caractéristiques du sol, les vitesses de propagation des ondes sont données par les formules suivantes :

Pour les ondes P :

$$C_p = \sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (\text{I.2})$$

Pour les ondes S :

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2(1+\nu)}} \quad (\text{I.3})$$

Pour les ondes de surface de Rayleigh R :

$$C_R = \sqrt{\frac{0.87+1.12\nu}{1+\nu}} \quad (\text{I.4})$$

ρ : masse volumique du sol.

E : module d'élasticité du sol.

G : module de cisaillement du sol.

ν : coefficient de poisson du sol.

λ : constant de lamé du sol.

I.8.3. Caractéristiques d'une onde de vibration :

L'onde est une vibration qui se propage grâce au mouvement local des particules constituant le milieu de propagation. Ces particules sont donc mises en mouvement par le passage de l'onde, mais restent globalement en place ; elles vibrent seulement, ou oscillent autour d'une position d'équilibre fixe.

Les principaux paramètres caractérisant les vibrations sont la fréquence, la durée et l'amplitude maximale de vibration. La **Figure I.8** illustre les caractéristiques d'une onde harmonique exprimées en termes d'amplitude, de période T et de longueur d'onde λ .

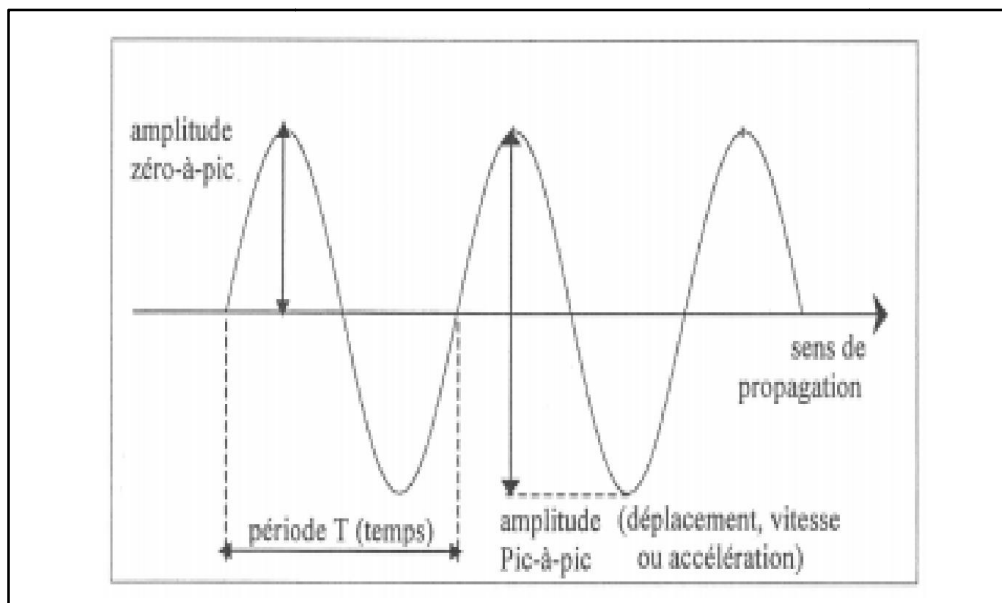


Figure I.8 Caractéristiques d'une onde de vibrations.

L'amplitude de vibration est généralement exprimée en terme de vitesse particulaire plutôt que déplacement ou accélération. La vitesse particulaire V , à ne pas confondre avec la vitesse de propagation C , est la vitesse du déplacement d'une particule individuelle du sol lorsque l'onde de vibration passe par sa position. En pratique, la vitesse particulaire à un point est habituellement mesurée dans trois directions perpendiculaires (verticale V_v , longitudinale V_l et transversale V_T) et la vitesse particulaire maximale est l'amplitude maximale (zéro-à-pic) dans le domaine temporel.

La fréquence exprime le nombre d'ondes, d'ondulation ou de périodes T par seconde. La fréquence f (Hz) est liée à la période T (s) et à la longueur d'onde λ (m) par la relation :

$$T = 1/f \quad \text{(I.5.a)}$$

$$\lambda = C/f \quad \text{(I.5.b)}$$

Où C est la vitesse de propagation d'onde (m/s).

I.8.4. Ondes de vibrations dues au battage de pieux :

La chute du marteau sur la tête du pieu entraîne une onde de compression qui se propage le long du fût jusqu'à la pointe du pieu. Une grande partie de l'énergie d'entrée produite à la tête du pieu se dissipe pour surmonter le frottement au fût et la déformation plastique du sol à la pointe et en conséquence d'assurer l'enfoncement du pieu dans le sol. Une deuxième petite partie réfléchit et remonte dans le pieu vers la tête et enfin, une partie importante de l'énergie transforme sous forme d'ondes élastiques dans le sol, ondes de compression P et ondes de cisaillement S , qui se propagent à partir de la pointe et de fût du pieu.

Le mécanisme de génération des ondes sismiques dans un demi-espace homogène pendant le vibrofonçage (ou le battage) des pieux est illustré dans la **Figure I.9**. Pendant l'enfoncement du pieu, des ondes de cisaillement S polarisées verticalement se produisent le long du fût et se propagent vers l'extérieur avec un front quasi-cylindrique. A la pointe du pieu, le déplacement d'un volume de sol produit à la fois des ondes de compression P et des ondes de cisaillement S qui se propagent vers l'extérieur de la pointe avec un front sphérique.

Chapitre 01 : Etude Bibliographique-vibrations des fondations-

Quand les ondes P et S arrivent à la surface de sol, une partie de leur énergie est convertie aux ondes de surface R et la partie restant est réfléchiée en arrière dans le sol.

Les ondes de Rayleigh R ont de composantes de mouvement vertical et horizontal et se propagent le long de la surface du sol avec atténuation dans leur amplitude proportionnelle à la racine carrée de la distance. D'autres sources possibles des ondes de surface sont le frottement pieu-sol à la partie supérieure du pieu près de la surface du sol et la déformation latérale transitoire induite par l'impact excentrique sur la tête du pieu qui provoque des ondes de surface ressemblant aux ondes de Rayleigh.

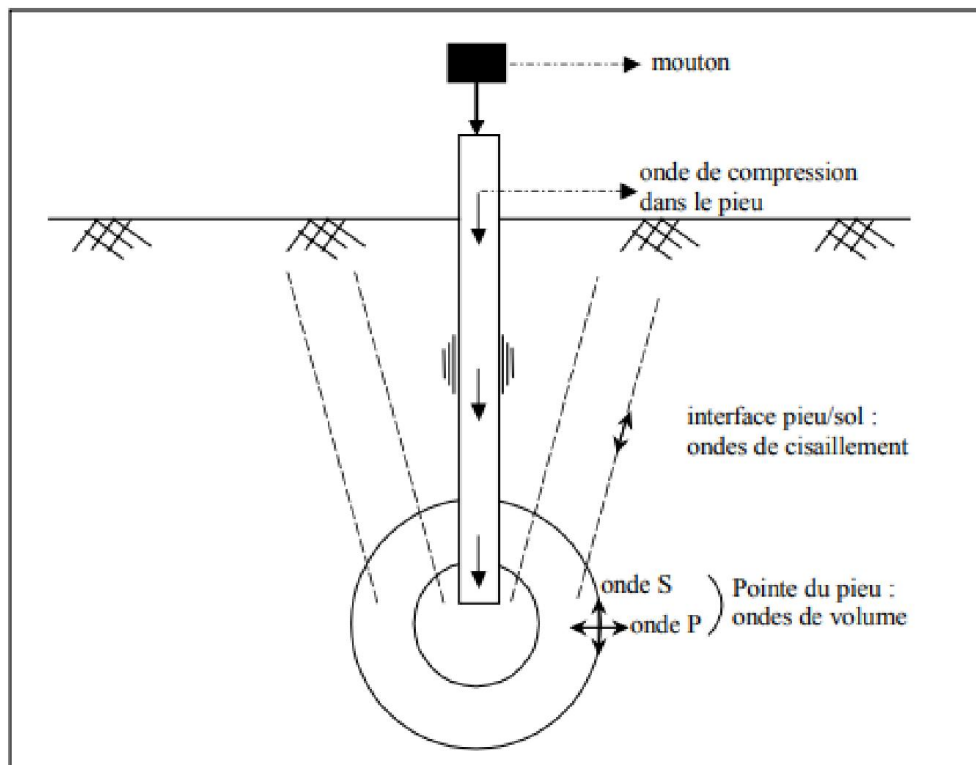


Figure I.9 Mécanisme de génération des ondes sismiques par battage (ou vibrofonçage) des pieux dans un sol homogène.

Pour la plupart des problèmes de vibration dans les sols, les ondes de Rayleigh sont les plus destructrices. Même si la source de vibration se trouve au-dessous de la surface du sol comme dans le cas du battage de pieux, les ondes de Rayleigh se développent rapidement à la surface du sol à quelques mètres à partir de la projection de la source de vibration sur la surface. Les ondes de surface produites par les réflexions des ondes de volume peuvent être développées tout à fait près du pieu battu dans le sol. Ces ondes transmettent

Chapitre 01 : Etude Bibliographique-vibrations des fondations-

environs deux-tiers de l'énergie totale appliquée à la surface du sol. A cause leur pourcentage élevé d'énergie transmise et l'atténuation minimale dans leurs amplitudes en comparaison avec les ondes de volume, à distance croissante du pieu battu, les ondes de surface R deviennent dominantes.

I.8.5. Système de mesure des vibrations :

D'une façon générale, la mesure des vibrations induites par battage ou le vibrofonçage de pieux doit être effectuée au moyen de profils où les espacements entre les différents points de mesure dépendent des caractéristiques de la source de vibration ainsi que de la distance entre celle-ci et la zone de réaction des constructions avoisinantes. Normalement, les mesures de vibrations sont effectuées à la surface du sol à l'aide de capteurs de vitesse (géophones) connectés à un système d'enregistrement. Chaque géophone donne un signal électrique proportionnel à la vitesse transitoire de l'onde de vibration arrivée. Afin d'étudier les vibrations (verticale V_v , horizontale longitudinale V_L et horizontale transversale V_T) doit être effectuée dans des points de mesure situés à la surface du sol sur une ligne droite passant par la source de vibration (le pieu).

I.8.6. Paramètres influençant l'amplitude des vibrations :

L'amplitude des vibrations à certaine distance du pieu dépend de plusieurs paramètres, notamment la distance à partir du pieu, la nature ou le type du sol (argile, sable...), la fréquence des vibrations, la structure géologique du sol (homogène, stratifié, la superposition des couches...), et l'énergie produire par le battage ou le vibrofonçage.

I.9. Conclusion :

Ce chapitre traite en général la définition des fondations profondes, les paramètres de classification des pieux en fonction de leur matériau constitutif, leurs mises en œuvres, ainsi que la transmission des charges, suivi par le comportement d'un pieu sous charge axial et horizontal et la problématique des sollicitations cycliques sur les pieux, sur certains ouvrages soient au domaine off-shore ou on-shore et les vibrations induite par le battage des pieux . La compréhension de toute cette problématique n'est pas chose aisée. Par conséquent, l'apprentissage de ces phénomènes m'ont été très bénéfique.

Chapitre 02 :

Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

II.1. Introduction :

Dans le domaine du génie civil, l'objectif fondamental des analyses d'interaction sol-structure, dont les différents éléments à prendre en compte sont illustrés dans la **Figure II.1**, est de déterminer l'influence réciproque du sol et de la structure sur leur comportement mécanique lors d'un séisme. Nous considérons deux structures identiques dont l'une est encastrée dans un rocher, et l'autre reposant 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. Prenons l'exemple montré ci-après, la structure encastrée dans le rocher n'aura aucun effet sur le comportement du sol en champ libre. Etant donné que la rigidité du rocher est infiniment grande, l'insertion 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.

Pour une structure reposant sur un massif de sol plus souple, nous distinguons la notion d'interaction cinématique de celle d'interaction inertielle. L'interaction cinématique se traduit par la différence entre le mouvement sismique en champ libre et celui dans un champ dont l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques. Elle ne résulte que de la différence de raideur entre le sol et la fondation, qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol.

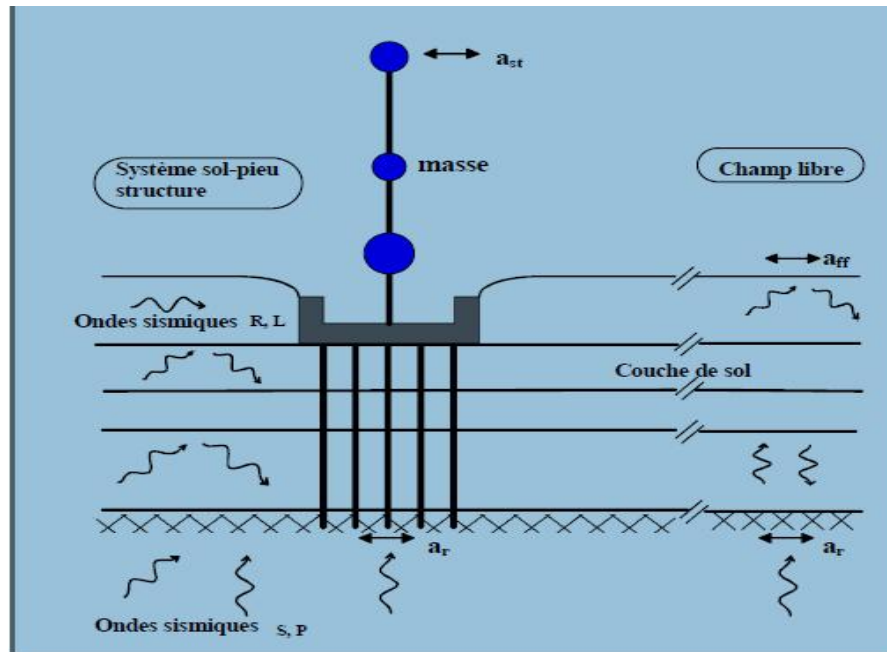


Figure II.1. Effet de l'interaction sol-structure sur un ouvrage

L'interaction inertielle provient des efforts d'inertie engendrés par la masse de la structure à sa base et donc dans le sol sous effet du mouvement imposé à la fondation. En plus de l'interaction cinématique, elle modifiera aussi le champ de déplacement.

Ainsi, l'influence de la structure sur le sol et celle du sol sur la structure existent de manière concomitante. Plus 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'interaction cinématique est souvent négligée dans les codes parasismiques qui adoptent généralement une méthode simplifiée consistant à calculer les efforts sismiques à partir des forces inertielles.

II.2. Notion d'interaction sol structure(ISS) :

II.2.1 Phénomène d'interaction :

La réponse sismique d'une structure est influencée par la réponse du site, du chargement sismique et des propriétés mécaniques du sol et la structure. Les observations et des analyses post –sismiques montrent que l'interaction sol –fondation structure joue un rôle primordial dans les dommages sismiques (Kagawa 1980, MIZUNO 1987, Boulanger et al 198. 199, mirua2002 ...)

Le phénomène d'interaction sol fondations -structure est fort complexe, par exemple pour le système sol pieu -structure, il fait intervenir plusieurs éléments en interactions sol-pieu, pieu, pieu - chevêtre et l'ensemble pieux chevêtre -sol avec la structure.

En générale, dans l'analyse dynamique sol fondation structure, on distingue essentiellement deux phénomènes qui appariassent simultanément.

Les fondations, forcés à suivre le mouvement du sol, tendent à résister par leurs caractéristiques dynamiques (rigidité et capacité) .En conséquence, des réflexions d'ondes prennent naissance et les pieux peuvent avoir un déplacement différent de celui du sol en champ libre, cet effet appelé interaction cinématiques.

II.3. Méthode d'analyse de l'interaction sol structure :

En général, les approches proposées pour l'analyse de l'interaction sol-structure peuvent être classées en deux catégories :

Les approches globales ou les éléments sol, fondation ou 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 du l'eau, le comportement non linéaire et irréversible des géo matériaux et les contritions de contact sol structure.

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

Les approches basées sur la notion de sous structures, qui consiste à traiter le problème global. Cette approche découple généralement les analyses cinématique et inertielle. Cette approche sera utilisée dans ce travail :

La première phase concerne l'interaction cinématique ou l'on détermine l'interaction entre le sol et la fondation probablement différente 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 fondation au mouvement au champ libre en l'absence de la superstructure. Détermination du mouvement de la fondation par la résolution du problème d'interaction cinématique (Masse de la super structure égale à zéro). Cette phase est 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.

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 –linéaire. Dans la plupart des études, les impédances sont estimées par des méthodes analytiques et des méthodes numériques (la méthode des éléments de frontières, la méthode des éléments numériques (la méthode des éléments de frontières, la méthode des éléments de frontière couplés avec la méthode des éléments finis) ou par expressions approchées. Ces matrices comportent une partie réelle et une partie imaginaire, toutes deux dépendant de la fréquence. La rigidité et l'amortissement sont estimés à partir des expressions approchées ou à l'aide des abaques construits en utilisant des méthodes analytiques ou numériques (Luco 1974, Kausel et ROESSET 197, Gazetas 1983, Wong et Luco 1985, Dobry et Gazetas 1988, Makris et al. 1994, Boumekik 1986).

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

Le calcul des impédances dynamiques constitue la première étape de l'analyse de l'interaction inertielle est effectuée en deux étapes : calcul des matrices d'impédances dynamiques au niveau de la fondation.

L'analyse de la réponse dynamique de la superstructure et du système sol fondation modélisée par son impédance dynamique sous l'effet du mouvement déterminé par l'analyse cinématique.

II.3.1. Méthode d'analyse directe de système sol-structure :

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 géo matériaux et les conditions de contact sol-structure.

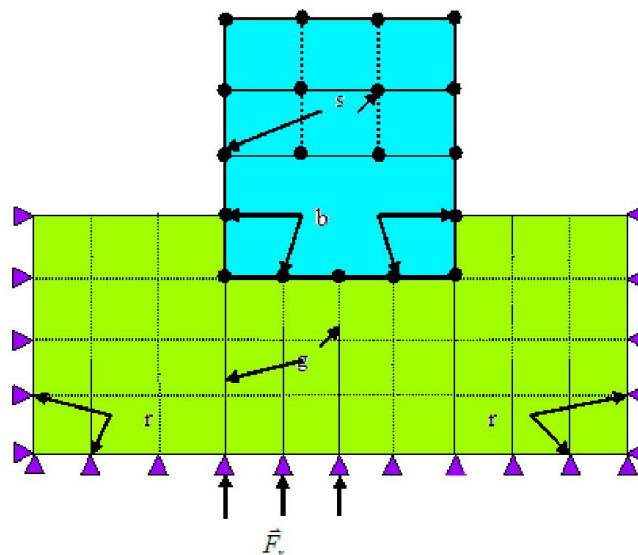


Figure II.2. Système sol-structure

a) Equation de mouvement dans le domaine temps :

Les méthodes directes, consiste à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol –structure.

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.3**. 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), en utilisant la méthode des éléments de frontières absorbantes.

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

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P \quad (\text{II.1})$$

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.

$$U = \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \\ U_i \\ U_r \end{Bmatrix} ; \text{ Avec}$$

U_s : Déplacements absolus des nœuds de la structure,

U_b : Déplacements absolus des nœuds de la base (interface sol-structure),

U_i : Déplacement absolu des nœuds intérieurs du sol,

U_r : Déplacements absolus des nœuds de la frontière.

On note \dot{U} et \ddot{U} sont les vitesses et les accélérations nodales respectivement. On considère les sous-systèmes de références suivants : L'excitation étant d'origine sismique, seuls les nœuds de la frontière sont chargés. L'équation de mouvement s'écrit alors :

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sb} & & \\ M_{bs} & M_{bb}^s + M_{bb}^g & M_{bi} & \\ & M_{ib} & M_{ii} & M_{ir} \\ & & M_{ri} & M_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_b \\ \ddot{U}_i \\ \ddot{U}_r \end{Bmatrix} + \\
 & \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} & & \\ C_{bs} & C_{bb}^s + C_{bb}^g & C_{bi} & \\ & C_{ib} & C_{ii} & C_{ir} \\ & & C_{ri} & C_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_b \\ \dot{U}_i \\ \dot{U}_r \end{Bmatrix} + \\
 & \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} & & \\ K_{bs} & K_{bb}^s + K_{bb}^g & K_{bi} & \\ & K_{ib} & K_{ii} & K_{ir} \\ & & K_{ri} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \\ U_i \\ U_r \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ P_r \end{Bmatrix} \quad \text{(II.2)}
 \end{aligned}$$

Les matrices-blocs correspondant aux nœuds de l'interface sol-structure (nœuds communs à s et à g) sont additionnées.

Soit U_r^f le vecteur de déplacements des nœuds de la frontière en champ libre. Ces déplacements ne sont pas influencés par la réponse de la structure lorsque la frontière est placée suffisamment loin. On a donc la relation suivante :

$$U_r = U_r^f$$

Par élimination des degrés de liberté de la frontière, l'équation de mouvement (2) du système sol structure devient :

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sb} & & \\ M_{bs} & M_{bb}^s + M_{bb}^g & M_{bi} & \\ & M_{ib} & M_{ii} & \\ & & & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_b \\ \ddot{U}_i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} & & \\ C_{bs} & C_{bb}^s + C_{bb}^g & C_{bi} & \\ & C_{ib} & C_{ii} & \\ & & & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_b \\ \dot{U}_i \end{Bmatrix} + \\
 & \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} & & \\ K_{bs} & K_{bb}^s + K_{bb}^g & K_{bi} & \\ & K_{ib} & K_{ii} & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \\ U_i \end{Bmatrix} \quad \text{(II.3)}
 \end{aligned}$$

L'équation éliminée étant :

$$M_{ri} \ddot{U}_i + M_{rr} \ddot{U}_r + C_{ri} \dot{U}_i + C_{rr} \dot{U}_r + K_{ri} U_i + K_{rr} U_r = P_r \quad \text{(II.4)}$$

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

On voit dans l'équation (II.3) que seulement le second membre des équations des nœuds intérieurs couplés de la frontière est non nul.

b) Equation de mouvement dans le domaine fréquentiel :

En utilisant la transformé de Fourier, l'équation de mouvement (II.3) s'écrit dans le domaine fréquentiel sous la forme :

$$\begin{bmatrix} S_{ss} & S_{sb} & \\ S_{bs} & S_{bb}^s + S_{bb}^g & S_{bi} \\ & S_{ib} & S_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \\ U_i \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ S_{ir} U_r^f \end{Bmatrix} \quad (\text{II.5})$$

Avec : $S = -(\omega^2 M + i\omega C + k)$ la matrice de rigidité dynamique complexe, $U = U(\omega)$

L'amplitude complexe de la réponse définit comme étant la transformé de fourrier de $U(t)$:

$$U(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} U(t) e^{-i\omega t} dt$$

Et

$$U(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} U(\omega) e^{-i\omega t} d\omega \quad (\text{II.6})$$

En Eliminant dans l'équation (II.4) les degrés de liberté des nœuds intérieurs (indice i) par condensation dynamique, on a d'après (3.4) :

$$U_i = S_{ii}^{-1} (-S_{ir} U_r^f - S_{ib} U_b) \quad (\text{II.7})$$

La deuxième équation de (3.4) devient :

$$S_{bs} U_s + (S_{bb}^s + S_{bb}^g) U_b + S_{bi} S_{ii}^{-1} (-S_{ir} U_r^f - S_{ib} U_b) = 0 \quad (\text{II.8})$$

Soit

$$S_{bs}U_s + (S_{bb}^s + S_{bb}^g - S_{bi}S_{ii}^{-1}S_{ib})U_b = S_{bi}S_{ii}^{-1}S_{ir}U_r^f \quad (\text{II.9})$$

L'équation (II.4) devient :

$$\begin{bmatrix} S_{ss} & S_{sb} \\ S_{bs} & S_{bb}^s + S_{bb}^g - S_{bi}S_{ii}^{-1}S_{ib} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 0 \\ (S_{bi}S_{ii}^{-1}S_{ir})U_r^f \end{Bmatrix} \quad (\text{II.10})$$

Posons

$$S_{bb}^{-g} = S_{bb}^g - S_{bi}S_{ii}^{-1}S_{ib} \quad (\text{II.10.a})$$

$$S_{br}^- = S_{bi}S_{ii}^{-1}S_{ir} \quad (\text{II.10.b})$$

On obtient finalement :

$$\begin{bmatrix} S_{ss} & S_{sb} \\ S_{bs} & S_{bb}^s + S_{bb}^{-g} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 0 \\ S_{br}^- U_r^f \end{Bmatrix} \quad (\text{II.10.c})$$

Cette équation est une formulation possible de l'analyse de l'interaction dynamique sol-structure exprimée en mouvement absolu. Cependant, son utilisation est difficile car la matrice S_{br}^- figurant au second membre est difficile à évaluer.

II.3.2. 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).

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

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.

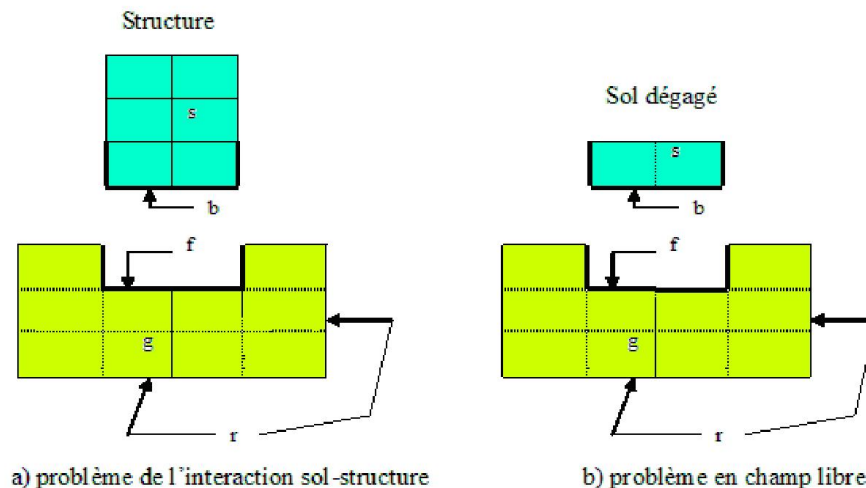


Figure II.3. Interaction Sol-Structure

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

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

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.

a) Principe de la méthode de sous structure :

Considérons une discrétisation par éléments finis des systèmes sol-structure comme le montre la figure (II.3.a). Le sol et la structure ont été séparés et l'équilibre convient par l'application des forces d'inertie P_b , p_f . Le modèle est soumis à une excitation arbitraire le long de la frontière. La figure (II.3.b) représente la discrétisation du problème en champ libre. La structure représente dans ce cas la partie dégagée du sol. Pour une solution dans le domaine fréquentiel, l'équation (II.1) du mouvement devient :

$$-(\omega^2 M + i\omega C + K)U = P \quad (\text{II.11})$$

Où : M est la matrice de masse, C est la matrice d'amortissement et K la matrice de rigidité. P et U sont les vecteurs de force et de déplacement, ou ω est la fréquence d'excitation.

Par raison de simplicité, les sous matrices de la rigidité dynamique complexe sont données par la relation suivante $K_d = K + i\omega C - \omega^2 M$. La relation force-déplacement pour les différentes sous-structure est donnée comme suit :

1. Structure :

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (\text{II.12})$$

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

2. Fondation, y compris l'interaction sol structure :

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} P_f \\ 0 \\ P_r \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P_f \\ 0 \\ P_r \end{pmatrix} \quad (\text{II.13})$$

3. Fondation, la solution de champ libre :

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} U_f^* \\ U_g^* \\ U_r^* \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P_f^* \\ 0 \\ P_r^* \end{pmatrix} \quad (\text{II.14})$$

Les sous-indices ci-dessus se réfèrent à ce qui suit : **s** pour les nœuds de la structure, à l'exclusion de l'interface sol-structure ; **b**, pour les nœuds de la structure le long de l'interface ; **f**, pour les nœuds du sol le long de la même interface ; **g**, pour les nœuds du sol, à l'exclusion de l'interface et les limites, et **r**, pour les nœuds long de la frontière.

L'astérisque renvoie à la solution en champ libre. On remarque que le problème de champ libre et le problème de l'interaction sol-structure sont soumis à la même excitation U_r^* . Toutefois, dans $P_r \neq P_r^*$ générale sauf si la frontière est loin de la structure.

En soustrayant l'équation (II.14) de l'équation (II.13) conduit à la relation :

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} U_f - U_f^* \\ U_g - U_g^* \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P_f - P_f^* \\ 0 \\ P_r - P_r^* \end{pmatrix} \quad (\text{II.15})$$

Par condensation dynamique l'équation matricielle (3.15) devient :

$$K(U_f - U_f^*) = P_f - P_f^* \quad (\text{II.16})$$

Où $K = K_{ij}(w)$ est la matrice des fonctions impédance de la fondation qui peut être écrite sous la forme explicite suivante :

$$K_{ij}(w) = \frac{(P_f - P_f^*)e^{iwt}}{(U_f - U_f^*)(\omega)} \quad (\text{II.17})$$

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

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.

D'autre part, l'équilibre et la compatibilité exigent que :

$$P_f = -P_b, P_f^* = -P_b^*, U_f = U_b, U_f^* = U_b^*$$

De sort que :
$$K(U_b - U_b^*) = -P_b - P_b^* = P_b^* - P_b \quad (\text{II.18})$$

Les termes de la matrice d'impédance sont complexes et dépendent de la fréquence. Ces derniers sont obtenus à partir du code de calcul sous la forme complexe :

$$K_{ij}(\omega) = [K_{ij}^r(\omega) + iK_{ij}^i(\omega)] \quad (\text{II.19})$$

Cette dernière expression présente une partie réelle (K_{ij}^r) et une partie imaginaire (iK_{ij}^i).

L'équation (II.19) peut être réécrite en introduisant l'impédance (rigidité) statique K_s :

$$K_{ij}(\omega) = [K_{ij}'(\omega) + iK_{ij}''(\omega)] \quad (\text{II.20})$$

Ou K_s est l'impédance statique ($w=0$) ou la rigidité statique, K' reflète le comportement élastique et tient compte de la rigidité et l'inertie du milieu et K'' indique le mouvement vibratoire et l'amortissement.

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

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

La réponse de l'ensemble du système sol-structure est obtenue par la méthode de superposition. En remplaçant l'équation (II.18) on obtient la relation suivante :

$$\begin{bmatrix} K_{SS} & K_{Sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + K \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ KU_b^* + P_b^* \end{Bmatrix} \quad (\text{II.21})$$

L'équation (II.21) montre que la solution du problème d'interaction sol-structure peut être obtenue (pour la structure) par application de forces fictives à l'interface sol-fondation $P_b = P_b^* + KU_b^*$. Une fois les forces et les déplacements en champ libre (P_b et U_b^*) à l'interface sol-fondation peuvent être facilement calculer pour un certain nombre de cas tel que les systèmes avec sols stratifiés soumis à des ondes sismiques se propageant avec un angle quelconque. Cependant, la matrice des fonctions impédances K n'est pas facile à obtenir, sauf pour le cas particulier d'une fondation placée à la surface d'un sol (encastrement nul) [Gasetas et Roesset 1976, Chopra et al 1975, Vaish et Chopra 1974].

Pour les fondations rigides, les composantes du vecteur déplacement U_b peuvent être exprimées en termes de translations et de rotations de la fondation appliquées à l'interface sol-fondation :

$$U_b = FU_0 \quad (\text{II.22})$$

Ou F est la matrice de transformation de corps rigide et U_0 contient les déplacements et les rotations. Les forces nodales P_b et les forces de fondations P_0 sont reliées par la relation (II.23) :

$$P_0 = F^T P_b = F^T (P_b^* + KU_b^*) \quad (\text{II.23})$$

En combinant les équations (II.11), (II.12) et (II.20), on obtient l'expression finale :

$$\begin{bmatrix} K_{SS} & K_{Sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + K \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ KU_b^* + P_b^* \end{Bmatrix} U_0 \quad (\text{II.24})$$

Une analyse complète de l'équation (II.24) montre que la matrice impédance de la fondation s'exprime comme suit :

$$K_0 = F^T K F \quad (\text{II.25})$$

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

Les solutions présentées dans les sections ci-après ont été obtenues avec une formulation trois dimensions par la méthode des éléments finis. Une caractéristique fondamentale qui doit être mise en œuvre est la représentation exacte de la frontière modèle figure 3.2 qui sépare la région des éléments finis du milieu semi infini (le champ libre). Des frontières absorbantes sont placées à la limite du modèle pour éviter la réflexion des ondes réfléchies Kausel et al 1978. Le mode d'implémentation des frontières absorbantes 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 :

$$t(u) = \rho C_p \frac{\partial u_3}{\partial t} + \rho C_s \frac{\partial u'}{\partial t} \quad (\text{II.26})$$

U' 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

Ce qui correspond à des amortisseurs visqueux distribués sur le long des frontières des modèles. 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 w^3 dans les équations, comme cité plus haut. 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.3.3. 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. Hormis la méthode classique des Éléments finis, une nouvelle méthode basée sur le concept de macro-élément a été développée depuis trois décennies de manière à reproduire les non-linéarités dans le champ proche. Le concept de macro-élément a été développé pour la première fois par Nova et Montrasio, (1991) dans le domaine géo-mécanique. Dans le cas d'une fondation superficielle reposant sur un massif de sol, il consiste à considérer la fondation et le sol dans un domaine fini (champ proche) en un élément. Cet élément permet de prendre en compte toutes les non-linéarités du système d'une manière globale. Les chargements agissant sur la fondation ainsi que ses déplacements sont modélisés en variables généralisées et concentrés en un point représentatif. A partir des déplacements appliqués au système, nous calculons les efforts associés en prenant en compte les non-linéarités. Ainsi le concept de macro-élément permet une conception de structures basée sur les déplacements.

II.4. 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.

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

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 d'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 II.4**. Un tel système existe pour chaque degré de liberté de mouvement de la fondation.

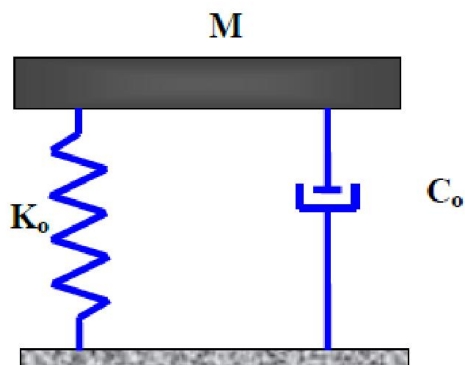


Figure II.4. Modèle rhéologique simplifié pour l'impédance verticale

II.4.1. Définition de l'impédance d'une fondation :

Pour illustrer la notion d'impédance d'une fondation, grandeur essentielle pour le calcul sismique d'une structure par une méthode de sous structure, considérons le cas simple d'un bloc rigide reposant sur un semi-espace supposé élastique à six degrés de liberté. A chaque degré de liberté, on lui associe un coefficient de raideur K et un coefficient d'amortissement C . l'impédance de la fondation est égal à la réaction exercée sur une fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à des déplacements harmoniques unitaires dirigés suivant l'un de ses degrés de liberté. La fondation étant sans masse, l'impédance représente également le quotient d'une force directement appliquée à la fondation (qui est égale à la réaction du sol) par le déplacement résultant. Une fondation rigide possédant six degrés de liberté ce qui correspond à une matrice d'impédance $[K(w)]$ de dimension (6×6) .

Si la fondation est de forme quelconque, les différents degrés de liberté sont couplés et la matrice d'impédance est pleine. Si de plus, la fondation possède des axes de symétrie, certains des termes de couplage (termes hors diagonale) s'annulent.

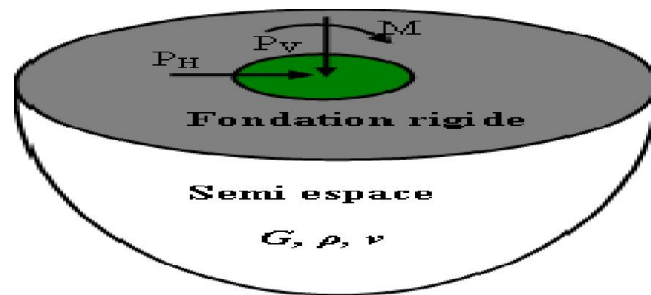


Figure II.5 Modèle géométrique d'une fondation superficielle circulaire

Chaque terme de la matrice représente donc le quotient de la force appliquée par le déplacement résultant suivant le même degré de liberté. Dans la suite du paragraphe, on raisonnera donc sur un des termes de la matrice que l'on notera K , par exemple celui qui correspond au mode vertical, sachant que les considérations qui ont été développées ci-dessus sont également applicables aux autres termes; on dénommera ce terme par le vocable impédance.

Considérons une fondation de forme quelconque **Figure II.6** reposant à la surface d'un milieu (sol) semi-infini et soumise à une sollicitation harmonique $P_0 e^{i\omega t}$. Outre la sollicitation appliquée, les forces qui s'exercent sur la fondation sont les forces d'inerties et les forces de la réaction du sol $R(t)$, Il en résulte, en régime stationnaire, un déplacement $U_0 e^{i\omega t}$ de la fondation.

Associions à la fondation réelle une fondation fictive de mêmes caractéristiques géométriques mais de masse nulle. Soit $U(t)$ son déplacement lorsqu'elle est soumise à une force appliquée $P(t)$. Par définition, on appelle impédance d'une fondation K_v le quotient de la force appliquée au déplacement de la fondation sans masse. Dans le cas général, la sollicitation et la réponse ne sont pas en phase ; cette impédance est donc une expression complexe:

$$K_v = \frac{P(t)}{U(t)} \quad (\text{II.27})$$

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

Il est évident que les forces d'inertie de la fondation sont nulles (fondation sans masse), l'impédance est égale au quotient de la réaction $R(t)$ exercée par le sol sur la fondation au déplacement de celle-ci :

$$K_v = \frac{P(t)}{U(t)} \quad (\text{II.28})$$

Dans le cas d'une fondation partiellement encastrée, la réaction $R(t)$ se compose des efforts développés sous la base de la fondation et des efforts développés le long des faces latérales en contact avec le sol.

A partir de l'équation **II.28**, on peut définir une impédance de la fondation pour les modes de translation (horizontale ou verticale), de balancement et de torsion. Il existe également une impédance de couplage balancement-horizontale et une autre torsion-verticale.

La considération d'un oscillateur simple à un degré de liberté (**Figure II.5**) est utile pour la compréhension de la forme générale prise par les fonctions d'impédance. L'équation d'équilibre dynamique d'un tel oscillateur, de caractéristiques M , C , K soumis à une sollicitation harmonique s'écrit:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P_0 e^{i\omega t} \quad (\text{II.29})$$

La solution générale :

$$U(t) = \frac{P_0 e^{i\omega t}}{(k - \omega^2 M) + i\omega c} \quad (\text{II.30})$$

En comparant cette équation à l'équation **(II.2)**, l'impédance dynamique s'écrit alors :

$K_v = (K - \omega^2 M) + i\omega C$. Elle se compose, d'une partie réelle et d'une partie imaginaire.

Le déplacement est la somme d'une partie réelle en phase avec la sollicitation qui traduit les caractéristiques de raideur et d'inertie du système et d'une partie déphasé de 90° qui traduit les caractéristiques d'amortissement. En faisant intervenir la pulsation propre

$$\omega_R = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad \text{Et le facteur d'amortissement } \beta = \frac{C}{2KM}, \text{ on peut écrire :}$$

$$K_v = (k - w^2M) + iwC = K \left[1 - \left(\frac{w}{w_R} \right)^2 + 2i\beta \frac{w}{w_R} \right] \quad (\text{II.31})$$

Où w_R désigne la pulsation propre.

D'après l'examen de la relation (II.6), on remarque que l'impédance est le produit d'un terme correspondant à la raideur statique K et un terme qui représente la partie dynamique.

On notera également que la partie réelle de l'impédance peut être négative pour des hautes fréquences :

$$K_v = K_s [K_1(w) + ia_0 C_1(w)] \quad \text{Avec } a_0 = \frac{w r_0}{C_s} \quad (\text{II.32})$$

Où a_0 est la fréquence adimensionnelle définie par une dimension caractéristique de la fondation (le rayon r_0 pour une fondation circulaire la demi-largeur B_f pour une fondation rectangulaire et le diamètre d pour un pieu). C_s Est la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol et w la pulsation de l'excitation harmonique. Dans l'équation 2.7 l'impédance est factorisée par la raideur statique K_s associée au mode correspondant de la fondation. k_1 et c_1 sont sans dimension et dépendent de la pulsation w .

Lorsque le sol de fondation présente un amortissement matériel, l'impédance est souvent écrite de façon à isoler l'influence de cet amortissement sous la forme suivante :

$$K_v = K_s [K_1(w) + ia_0 C_1(w)] (1 + 2i\beta) \quad (\text{II.33})$$

Cette formulation est intéressante pour un demi-espace homogène, ou pour un milieu dont les propriétés varient lentement avec la profondeur; les valeurs de k_1 et c_1 sont alors pratiquement indépendantes de la valeur de β .

II.4.2. Amortissement interne du sol :

On peut éventuellement tenir compte d'un amortissement interne du sol. Celui-ci est caractérisé par le facteur d'amortissement β défini par analogie avec un oscillateur simple par:

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (\text{II.34})$$

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

Où ΔW étant l'énergie dissipée par cycle, et W l'énergie élastique maximale emmagasinée au cours du même cycle (**figure.II.6**)

En général, il s'agit d'une dissipation d'énergie de type hystérétique, indépendante de la fréquence.

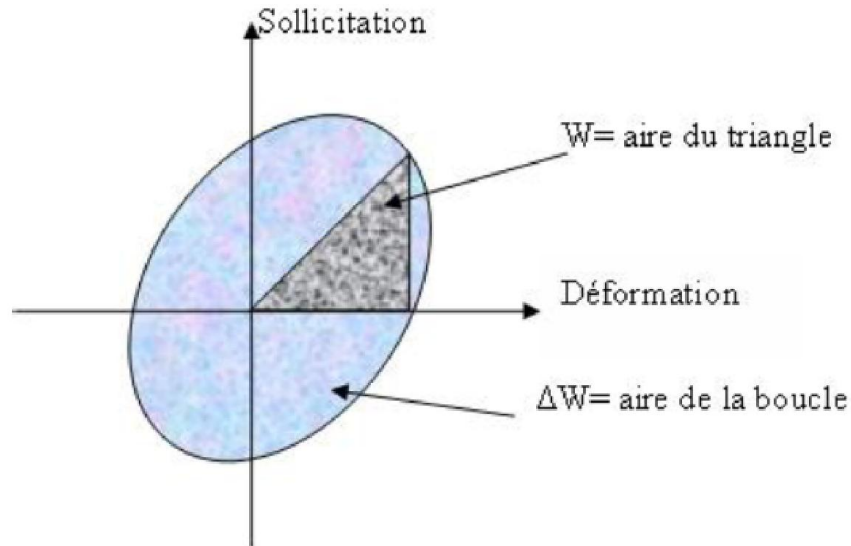


Figure II.6. Boucle d'hystérésis

Le facteur d'amortissement de type visqueux, défini pour l'oscillateur simple, est donné par :

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \frac{\omega_n}{\omega} \quad (\text{II.35})$$

ω et ω_n désignent respectivement la pulsation de l'excitation et la pulsation propre du Système non amorti.

Il n'y a identité des expressions (II.9) et (II.10) que dans le cas où $\omega = \omega_n$. Contrairement à l'amortissement matériel, l'énergie dissipée par cycle par l'oscillateur simple dépend de la fréquence pour un amortissement visqueux. On ne peut donc pas simplement additionner les deux facteurs d'amortissement, l'un est relatif aux termes d'amortissement de type visqueux dus à une propagation des ondes jusqu'à l'infini, et l'autre relatif à l'amortissement interne du matériau sol.

Pour un sol isotrope, cela revient à remplacer le module de cisaillement G par :

$$G^* = G(1 + 2i\beta)$$

Cette dernière expression représente la raideur complexe à résonance d'un oscillateur Simple de raideur G et de pourcentage d'amortissement critique β . En choisissant pour module G du modèle linéaire équivalent le module sécant du matériau G_s , on obtient une forme possible de linéarisation du système. Cette linéarisation a été proposée par Rosenblueth et Herrera (1964) et utilisée pour les sols par Schnabel et al (1972).

En résumé, le comportement non linéaire du sol a été approché par un modèle viscoélastique linéaire équivalent. L'équivalence est fonction des caractéristiques du matériau mais également de la sollicitation.

Ce type de modèle est employés de façon extensive dans la pratique courante car il fournit des valeurs (contraintes, accélérations, déplacements,...) qui se comparent favorablement à celles obtenues à l'aide de modèles plus sophistiqués tels que Martin (1975), Pecker et al (1984) ou à celles observées Valera et al (1977).

Ce type de modèle a par ailleurs le mérite de la simplicité car il nécessite que la mesure de trois paramètres (un de plus que le modèle élastique) : module cisaillement G , module volumétrique K et un coefficient de perte $\eta = 2\beta$.

II.5. Détermination des fonctions impédances des fondations :

Bien que les codes de constructions parasismiques actuels consistent à calculer la réponse sismique d'une structure en considérant que la structure est encastrée à sa base.

L'analyse du comportement dynamique de la structure dans son environnement montre que la présence de la structure peut apporter une modification du mouvement du sol au voisinage de la structure par rapport à celui en champ libre. Il est par conséquent nécessaire d'étudier la réponse dynamique d'un ouvrage en prenant en compte l'interaction entre le sol, la fondation et la structure, car l'interaction entre ces éléments peut être l'origine des dommages induits lors du chargement sismique.

II.5.1 Détermination de l'impédance d'une fondation Superficielle :

Considérons une fondation de forme quelconque reposant à la surface d'un milieu semi-infini à une sollicitation harmonique $P_0 e^{i\omega t}$, autre la sollicitation appliquée, les forces s'exerçant sur la fondation sont :

Les forces d'inerties

Les forces de la réaction du sol $R(t)$

$Z_0 e^{i\omega t}$ Déplacement de la fondation

Associions à la fondation réelle une fondation fictive de mêmes caractéristiques géométriques mais de masse nulle. Soit $Z(t)$ son déplacement lorsqu'elle est soumise à la force appliquée $P(t)$.

Par définition, on appelle impédance de la fondation K_V .

$$K_V = \frac{P(t)}{Z(t)} \quad (\text{II.36})$$

Il est évident, les forces d'inertie de la fondation étant nulle,

$$K_V = \frac{R(t)}{Z(t)} \quad (\text{II.37})$$

A partir de l'équation II.4, on peut définir une impédance de la fondation pour les modes de translation (horizontale ou verticale), de balancement, de torsion. Il existe également une impédance couplée rotation-déplacement horizontal) résultant.

L'équation d'équilibre dynamique d'un tel oscillateur, de caractéristiques m , c , k soumis a une sollicitation harmonique s'écrit :

$$m\ddot{z} + c\dot{z} + kz = P_0 e^{i\omega t} \quad (\text{II.38})$$

La solution générale

$$Z(t) = \frac{P e^{i\omega t}}{(k - m\omega^2) + i\omega c} \quad (\text{II.39})$$

En rapprochant cette équation de l'équation 1, l'impédance dynamique s'écrit alors :

$K_V = (k - m\omega^2) + i\omega c$, Elle se compose d'une partie réelle et une partie imaginaire.

Le déplacement est la somme d'une partie réelle en phase avec la sollicitation qui traduit les caractéristiques de raideur et d'inertie du système, et d'une partie déphasé de 90° qui traduit les caractéristiques d'amortissement.

En faisant intervenir la pulsation propre $\omega_R = \sqrt{\frac{k}{m}}$ et le pourcentage d'amortissement critique $\xi = \frac{c}{2\sqrt{km}}$

Par définition l'impédance de l'oscillateur simple s'écrit :

$$K_V = (k - m\omega^2) + i\omega c = k \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_R} \right)^2 + 2i\xi \frac{\omega}{\omega_R} \right] \quad (\text{II.40})$$

Dans laquelle on utilisé les notations usuelles de l'oscillateur simple : ω_R et ξ désigne la pulsation propre et le pourcentage d'amortissement critique.

L'examen de la relation (II.14) montre que l'impédance est le produit:

- D'un terme correspondant à la raideur statique k ;
- D'un terme qui représente la partie dynamique ; ce terme comporte une partie réelle et une partie imaginaire qui provient du fait que le déplacement est déphasée par rapport à la force appliquée. Ce déphasage est lié à la dissipation d'énergie du système.

On notera également que la partie réelle de l'impédance peut devenir négative à haute fréquence.

$$K = K_S [k_1(\omega) + ia_0 c_1(\omega)] \quad (\text{II.41})$$

$$a_0 = \frac{\omega \Gamma_0}{v_S} \quad (\text{II.42})$$

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

Elle se compose d'un terme multiplicatif qui est la raideur statique (raideur à fréquence nulle) de la fondation K_S et d'une partie représentant la contribution dynamique.

Cette contribution dynamique comporte une partie réelle et une partie imaginaire. Les coefficients a_0 , k_1 et c_1 sont sans dimension et dépendent de la pulsation ω .

Il est instructif de donner une interprétation physique à la notion d'impédance. Par définition l'équation (II.16) donne la réaction R du sol exercée sur la fondation, soit :

$$R = K_S [k_1(\omega) + ia_0 c_1(\omega)] Z$$

Tenant compte du fait que pour une sollicitation harmonique : $\dot{z} = i\omega z$

L'équation (II.38) peut s'écrire :

$$R = K_S k_1(\omega) Z + \frac{K_S r_0 c_1(\omega)}{V_S} \dot{z}$$

La réaction du sol se compose donc de deux termes, proportionnels au déplacement et à la vitesse de la fondation. On peut donner à ces termes la signification physique d'un ressort et d'un amortisseur de caractéristiques : $\bar{K} = K_S k_1(\omega)$, $\bar{C} = \frac{K_S r_0 c_1(\omega)}{V_S}$

Qui dépendent de la pulsation ω . Par ailleurs on notera qu'il existe une dissipation d'énergie dans le système, représentée par l'amortisseur, bien que le milieu sur lequel repose la fondation soit élastique, donc non dissipatif. Cette dissipation provient du transport de l'énergie dans le milieu par les ondes issues du mouvement de la fondation : il s'agit de l'amortissement géométrique.

Par analogie avec l'équation (II.41) on montre que l'impédance de la fondation peut s'écrire sous la forme générale :

$$k(\omega) = K_S (k + ia_0 c) \quad \text{Avec } a_0 = \frac{\omega B_f}{C_S}$$

Ou a_0 est la fréquence adimensionnelle définie par une dimension caractéristique de la fondation B_f , par exemple le rayon pour une fondation circulaire, ou la demi-largeur pour une fondation longue ou rectangulaire et par le diamètre d pour un pieu ou un groupe de pieu. C_S est la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol et ω est la pulsation de l'excitation

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

harmonique. Dans l'équation (II.41) l'impédance est factorisée par la raideur statique K_s associée au mode correspondant de la fondation superficielle de la même taille. Dans ce travail on propose des modèles numériques pour le calcul des impédances dynamique.

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 en moins bien adaptée à la solution d'un problème, et il n'existe pas de méthode de résolution universelle, quel que soit la forme de la fondation, son enfoncement dans le sol, sa fréquence d'excitation, à cet effet, on distingue :

- Les solutions obtenues à par tir d'une formulation continue du problème conduisant à des solutions analytiques ou semi-analytiques.

- Les solutions obtenues à par tir d'une formulation discrétisée du problème ; méthodes des éléments finis et plus rarement les méthodes des équations intégrales aux frontières.

- Les solutions expérimentales, qui constituent un apport non négligeable pour une meilleure approche des lois de comportement des géo matériaux, ainsi que la proposition de lois empiriques.

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

Ces charges sont de deux types : le premier type correspond à une source d'excitation à l'intérieur du modèle (machines rotatives par exemple), le deuxième type correspond à une source d'excitation à l'extérieur du modèle (Séisme par exemple).

Indépendamment de la nature de la méthode utilisée (analytique ou numérique), la solution du problème de vibration de la fondation nécessite toujours la détermination de la fonction impédance liant les forces appliquées au déplacement s résultant.

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

La vibration (harmonique) de la fondation donne naissance au niveau de l'interface sol-structure à des ondes solides qui se propagent dans le sol sous forme d'ondes de volume ou de surface.

La recherche de la réponse de la fondation devient donc essentiellement un problème de propagation d'ondes avec des conditions aux frontières mixtes. Ceci limite l'utilisation des méthodes analytiques à des problèmes de géométrie simple (fondation circulaire ou rectangulaire sur sol semi-infini).

Les problèmes plus pratiques (fondation encastrée, sol stratifié, fondations profondes etc...) nécessitent soit l'utilisation des méthodes numériques soit l'utilisation des méthodes semi-analytiques.

II.5.2. Analyse dynamique de l'interaction sol-structure-pieu

a) Méthode numérique

Kausel et al. (1975) ont étudié le comportement dynamique d'un pieu par la méthode des éléments finis. Blaney et al. (1976) ont continué le même travail. Dans cette modélisation, le pieu est représenté par des éléments linéiques. Le sol autour du pieu est représenté par les éléments volumiques et le champ libre autour du modèle est représenté par une frontière absorbante. Le substratum est considéré rigide et élastique. Kuhlemeyer (1979) analyse les premiers modèles tridimensionnels avec plusieurs couches de sol. Il traite le problème de la sollicitation latérale des pieux. Trochanis et al. (1988) ont développé un modèle tridimensionnel pour étudier l'effet du comportement non-linéaire des sols renforcés par des pieux. Ils observent le comportement dynamique des pieux sous des charges horizontales et verticales. La charge est monotone et de basse fréquence. Bien que le nombre d'éléments soit réduit dans le modèle, il prend en compte l'interaction sol-pieu avec une interface de type Coulomb placée autour du pieu.

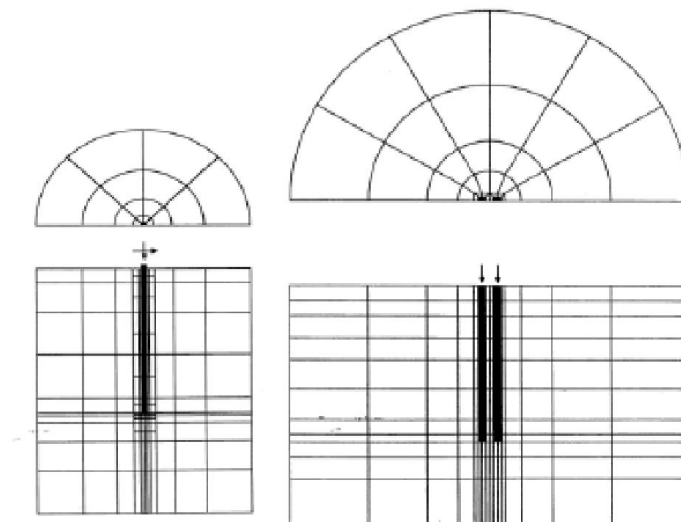


Figure II.7. Discretisation des modèles présentés par Trochanis et al. (1988)

Les éléments d'interface sont supposés sans épaisseur. Les pieux ont été modélisés avec un matériau élastique linéaire et les sols ont été représentés par un modèle à la fois élastique linéaire et non linéaire. Le comportement non-linéaire utilisé pour les sols est une extension du modèle de plasticité de Drucker-Prager. Finalement, une méthode simplifiée pour représenter l'interaction tridimensionnelle sol-pieu a été proposée. L'étude ne traite que deux pieux.

Brown et al. (1989) établissent un modèle tridimensionnel afin d'obtenir les courbes des moments de flexion dans un pieu. Le sol est caractérisé par un modèle élastique linéaire et parfaitement plastique avec un critère de rupture Von Mises. Le pieu est représenté par des éléments linéaires élastiques. Brown et Shie (1990) effectuent une étude paramétrique sur le même modèle. Une charge horizontale est appliquée en tête de pieu. Ils comparent deux lois de comportement pour le sol (Von Mises et Drucker-Prager).

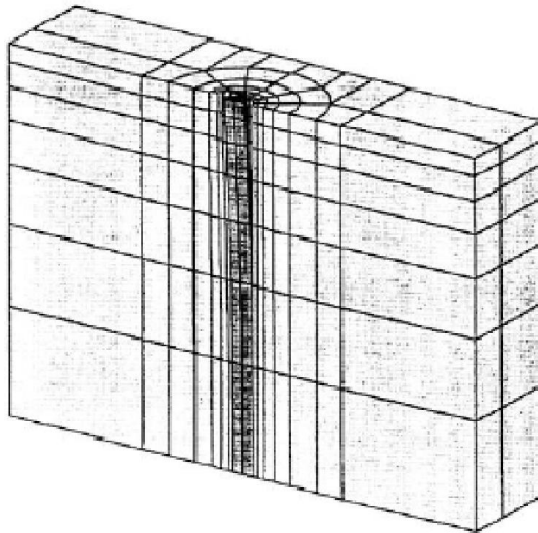


Figure II.8. Modèle tridimensionnel pour un pieu latéralement chargé (D'après Brown et Shie 1990)

Wu et Finn (1997) analysent l'interaction sol/pieu/structure avec un modèle tridimensionnel simulé en éléments finis. Une masse concentrée est placée en tête de pieu. Les ondes de cisaillement sont appliquées à la base du modèle. Ils analysent les déformations et les efforts dans le pieu. Kishishita et al. (2000) ont effectué une analyse bidimensionnelle en utilisant des enregistrements de séisme (El Centro 1940 et Kobe 1995). Ils modélisent un groupe de micro pieux sous une semelle. Le sol est représenté par le modèle modifié de Ramberg-Osgood. Les analyses numériques montrent que le ratio de rigidité E_p/E_s influence les déplacements de la structure. E_p et E_s sont les modules de Young du pieu et du sol. Le déplacement horizontal à la base de la structure augmente lorsque la rigidité relative E_p/E_s augmente. Une étude tridimensionnelle sur le comportement des micro-pieux a été effectuée par Shahrour et al. (2001). Des micro-pieux avec une section rectangulaire traversent une couche de sol homogène et s'ancrent dans le substratum. La structure est représentée par une colonne et une masse concentrée posée dessus. Une excitation harmonique est appliquée à la base du modèle avec une fréquence naturelle égale à celle du modèle. Les frontières absorbantes sont placées autour du modèle et l'amortissement est assuré par un amortissement de type Rayleigh. Alsaleh et Shahrour (2009) ont réalisé des simulations tridimensionnelles. Le comportement du sol est régi par le critère de Mohr-Coulomb. L'interface est modélisée par un ressort et un

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

appui glissant. La base du massif du sol est supposée rigide. Un séisme est appliqué à la base du modèle.

En l'état actuel, les études existantes dans la littérature montrent l'absence d'études numériques qui traitent l'ensemble des pieux dans un réseau. Du point de vue des inclusions rigides, il existe peu d'étude numérique (Hatem, 2009) qui traite du comportement dynamique des inclusions rigides. Les recommandations et les normes existantes donnent des informations sur le dimensionnement des pieux dans les zones sismiques. Il est donc important de comparer le comportement des inclusions rigides à celui des pieux. L'étude numérique présentée ci-après présente une comparaison entre les inclusions rigides et les pieux mais elle donne également des informations importantes sur l'influence du type de liaison aux extrémités de ces éléments rigides.

Hatem (2009) a effectué des calculs numériques tridimensionnels afin d'étudier le comportement dynamique des inclusions rigides. Un sol renforcé par un groupe de 2x2 inclusions rigides (Figure II.11) est considéré.

Messiod et al (2011) ont été utilisé la méthode des éléments finis avec les frontières absorbantes pour déterminé les impédances dynamiques d'un groupe de pieux. Un groupe de pieux (2x2) et 3x3 ont été simulés. Les frontières absorbantes sont placées aux frontières du modèle. Une excitation harmonique est appliquée avec au centre de la dalle de liaison. Les impédances verticales et horizontales ont été déterminées. Les conditions d'ancrage et l'effet inertiel sont étudiés.

Dans ce travail nous nous sommes intéressés à l'étude du comportement dynamique d'un groupe de pieux mis en place dans un massif de sol compressible. Une modélisation de l'ensemble des sol-pieux-dalle a été mise en œuvre par la méthode des éléments finis. Les résultats des impédances dynamiques et des déplacements d'une fondation rigide reposant sur un groupe de pieux sont présentés. L'évolution de l'impédance dynamique verticale et horizontale et de déplacement vertical et horizontal en fonction de la fréquence a été présentée. L'influence du rapport s/d , l'effet inertiel de la dalle et l'influence de la couche de sol dur sur les impédances dynamiques et les déplacements ont été étudiées. L'effet inertiel affecte les termes d'impédance et de déplacement d'une manière très significative. Les termes de rigidité (partie réelle des termes d'impédance) sont fortement atténués pour des rapports s/d relativement élevés, principalement dans les hautes fréquences. Ces termes deviennent négatifs à partir d'une certaine fréquence. Par contre les termes d'amortissement ne sont pas affectés par l'effet inertiel.

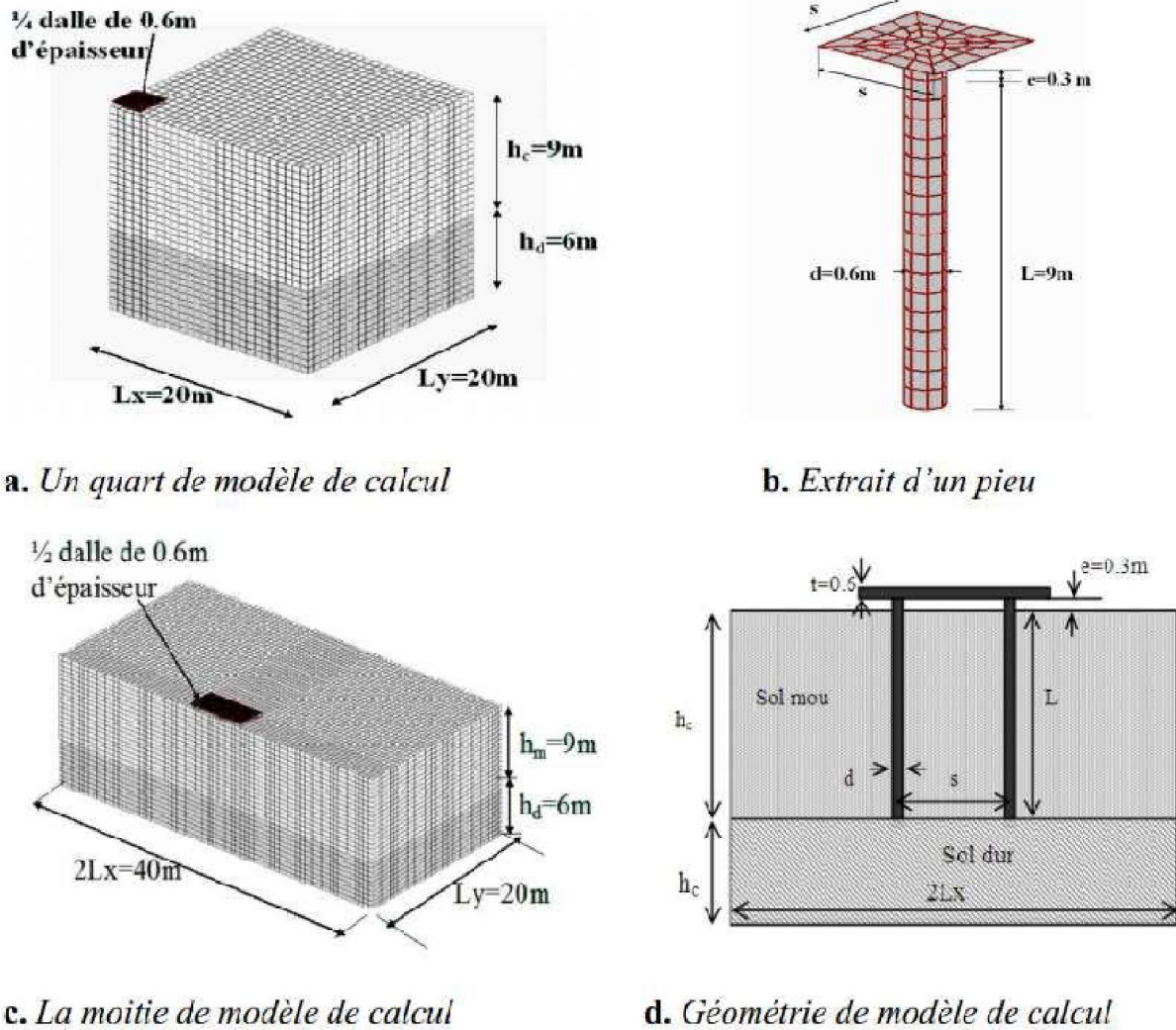


Figure II.9. Modélisation de l'ensemble sol-pieux-dalle (Messioud et al. 2011, 2019).

II.6. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse des travaux sur les fondations superficielles. Les méthodes de résolution de problème d'interaction sol-fondation sont présentées, trois approches essentielles ont été présentées; la méthode globale, la méthode de sous-structuration et les méthodes hybrides.

La réponse dynamique du système sol-fondation est fort complexe puisqu'il dépend de plusieurs paramètres concernant les caractéristiques dynamiques du sol, fondation et la géométrie des fondations. Les travaux de modélisation numérique sur l'interaction sol-fondation ont donné des résultats intéressants sur leurs fonctions impédances et sur leur

Chapitre 02 : Interaction sol-structure et méthodes d'analyses

comportement sismique. La plupart de ces recherches ont été réalisées dans le cadre d'un comportement viscoélasticité linéaire du sol.

Dans les chapitres suivants, nous présentons une étude approfondie du comportement sol-fondation (interaction cinématique) en utilisant une approche de sous-structuration en trois dimensions à l'aide de la méthode des éléments de frontières couplée avec la théorie des couches minces.

Chapitre 03 :

**Réponse dynamique des fondations sur groupe
des pieux et l'effet de frottement négatif**

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

III.1. Introduction:

La rigidité dynamique d'un groupe de pieux verticaux dans n'importe quel mode de vibration ne peut pas être calculée simplement, car chaque pieu est affecté non seulement par sa propre charge, mais aussi par la charge appliquée et les déplacements des pieux voisins. De même, la réponse sismique d'un groupe de pieux est différente de la réponse d'un seul pieu, en raison de déformations supplémentaire provoquée par les pieux voisins.

L'interaction pieu-pieu dépend de la fréquence, elle peut produire des ondes qui sont apparaitre à la périphérique de chaque pieu et se propagent sur « heurter » les pieux voisins. Nombreuses chercheurs ont développé une variété de méthodes numériques et analytique pour calculer la réponse dynamique des groupes de pieux tenant compte de l'interaction pieu-sol-pieu. Un examen complet sur le sujet a été présenté par Novak et al (1974).

La réponse dynamique des groupes de pieux soumis à des charges dynamiques latérales ont été étudiés par plusieurs auteurs. Des solutions analytiques simplifiées sont développées afin d'étudiés l'interaction dynamique de pieu-sol-pieu pour deux grands types de chargement :

Force ou moment harmonique latéral appliqués a la tête du pieu (chargement de type inertiel).

Excitation sismique sous forme d'onde de cisaillement incidente verticale harmonique (chargement cinématique).

Sous chargement statique, le déplacement d'un pieu augmente si ce pieu est situé dans le champ de déformation du pieu voisin. En conséquence, le déplacement global u^G du groupe de pieux est supérieur au déplacement d'un seul pieu u^S . L'efficacité statique du groupe u^S/u^G est donc toujours inférieure à l'unité, et elle inversement proportionnelle à la distance ente axes et le nombre de pieux.

Les analyse rationnelles des déplacements des groupes de pieux ont été lancées par Poulos (1968-1971), qui a introduit le concept de 'facteurs d'interaction' et a montré que les effets des groupes de pieux peuvent être évalués en superposant seulement les effets des deux pieux. Des facteurs d'interaction pour chaque degré de liberté à la tête de pieu ont été

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

obtenus par les méthodes basées sur l'équation intégrale et des formulations par éléments finis, ainsi qu'en utilisant des approximations simples mais physiquement solides (par exemple Ranolph et Wroth, 1979 ; Scott 1981). Les facteurs d'interaction statiques ne fournissent pas d'informations utiles sur la réponse dynamique des groupes de pieux, sauf peut-être dans les basses fréquences. Les premières études numériques de Wolf et Von Arx (1978) et Nogami (1979) ont montré que l'efficacité dynamique du groupe de pieux présente un comportement fortement oscillatoire et peut atteindre des valeurs bien supérieures à l'unité, ce résultat a été vérifié dans les études présentées par Nogami et al (1980-1983).

En mécanique du sol, les pieux dans le sol subissent généralement un frottement le long du pieu, et il peut être intéressant d'étudier l'effet de ce frottement sur le comportement dynamique du pieu à travers l'angle d'interaction sol-pieu.

Une solution analytique très simple au problème de l'interaction dynamique pieu-sol-pieu dans un sol homogène est développée, et des résultats paramétriques pour la rigidité et l'amortissement de groupes de pieux flottants sont présentés. Les avantages de la méthode simple proposée pour les groupes des pieux peuvent être résumés comme suit :

- a) La procédure est suffisamment simple pour être enseignée dans un cours sur la dynamique des sols et peut être facilement comprise et appliquée par l'ingénieur, même sans l'aide d'un ordinateur.
- b) Pour une large gamme de paramètres de matériaux, de distances de séparation des pieux et des fréquences d'oscillation, les résultats de la méthode sont en excellent accord avec des solutions rigoureuses.
- c) La méthode peut être appliquée à tous les modes d'oscillation tout en conservant sa simplicité.
- d) La procédure peut être étendue pour traiter les effets de l'installation de pieux d'une manière simplifiée mais physiquement solide.

Cependant, certaines limites de la méthode proposée doivent également être notées. Premièrement, il a tendance à surestimer les valeurs maximales de la rigidité et d'amortissement pour les groupes de pieux enfoncés dans un sol (relativement) très rigide, c'est-à-dire un sol dont le module d'Young effectif moyen E_p , est supérieur à environ $E_p/300$, E_p est le module de pieu. Heureusement, ce n'est guère une restriction sévère sur la plage d'applicabilité de la méthode : les argiles molles les argiles moyennes et les sables

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

meubles auront généralement des modules efficaces beaucoup plus faibles que $E_p/300$, et dans ces sols.

La méthode proposée fonctionne très bien. De plus, la méthode peut également surestimer les pics liés aux interférences de grands groupes de pieux ($n > 16$), un moyen de surmonter cette limitation est suggéré dans ce document.

III.2. Définition de problème :

Le problème étudié est celui d'un groupe de pieux cylindriques flottants enfoncés dans un milieu stratifié ou un demi-espace homogène soumis à une excitation harmonique arbitraire ou sommet. Les forces dynamiques appliquées sont transmises sur chaque pieu à travers la semelle de liaison. Le pieu et le sol sont modélisés par un oscillateur linéaire à simple degré de liberté.

Les figures III.2 et III.3 présentent les deux profils de sol spécifiques pour lesquels les développements mathématiques sont réalisés, ces développements basés sur le modèle de Winkler et la poutre Euler-Bernoulli. Cependant, la méthode est assez générale et peut être directement appliquée à tout profil uniforme pour lequel l'impédance dynamique d'un seul pieu a été préalablement calculée. Pour chaque excitation harmonique de fréquence ω , l'impédance dynamique χ^G à valeurs complexes de groupe de pieux est définie comme le rapport de l'excitation totale (force verticale F^G ; force horizontale H^G ; ou moment de basculement M^G) sur le déplacement correspondant de la semelle rigide (déplacement vertical w^G ; déplacement horizontal u^G ; ou rotation Θ^G) par exemple, pour l'excitation verticale :

$$\chi_z^G = \bar{K}_z^G + i a_0 C_z^G = F^G / w^G \quad (\text{III.1})$$

Et de même pour χ_x^G et χ_{rx}^G , où $a_0 = \omega d / C_s$ est une fréquence sans dimension dans l'équation. Dans tout les cas $i = \sqrt{-1}$. Les termes K_a^G et C_a^G (où $a = z, x, \text{ ou } rx$) sont interprétés comme coefficient équivalents 'ressort' et 'amortisseur' en tête du groupe de pieux; elles sont toutes en fonction de la fréquence circulaire d'excitation $\omega = 2\pi f$. K_a^G et C_a^G sont opposés aux valeurs correspondantes de K_a^S et C_a^S , de pieu isolé, évaluée à la même fréquence ω .

III.3. Principe de calcul et équation de base :

Les fonctions d'impédance ont été calculées, analytiquement ou numériquement dans le cas de fondations profondes (pieux) par plusieurs chercheurs (Gazetas, Messiod et al, Dobry et al). Ces fonctions représentent les caractéristiques dynamiques d'un tel oscillateur avec la rigidité et d'amortissement qui représente le mode d'interaction sol-fondation.

Une fonction d'impédance est une matrice de rigidité dynamique qui relie les efforts généralisés (l'effort tranchant et le moment) à la base de structure aux déplacements et rotations de la fondation. Les termes utilisés dans la fonction impédance sont des valeurs complexes comportant une partie réelle caractérisant la rigidité et une partie imaginaire caractérisant l'amortissement du sol. La fonction impédance peut être utilisée dans les domaines fréquentiel et temporel.

Cependant, l'analyse d'un système complexe, nécessite la mise en œuvre d'un grand nombre de degré de liberté, ne peut être simplifiée que si les fonctions impédances sont supposées indépendantes de la fréquence d'excitation. En outre, la résolution dans le domaine fréquentiel ne peut plus être envisagée si l'analyse est étendue au domaine non linéaire (comportement non linéaire du sol, plasticité ou endommagement de la structure).

L'équation du mouvement d'un tel oscillateur dans le domaine fréquentiel du système sol-pieux s'écrit sous la forme :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P \quad (\text{III.2})$$

Avec : M, C, K désignent respectivement la masse, l'amortissement et la raideur du système.

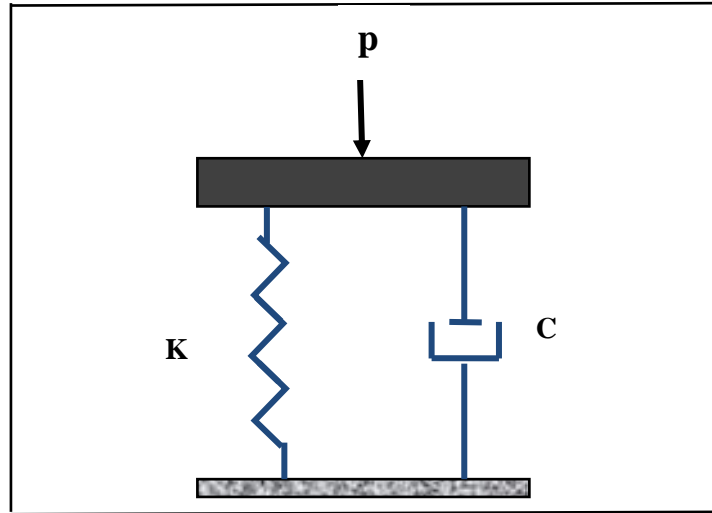


Figure III.1. Oscillateur dans le domaine fréquentiel du système sol-pieux.

III.3.1. Vibration axiale (verticale) :

Pour un milieu homogène viscoélastique, deux informations sont nécessaires:

- a) La vitesse de l'onde C_s et le rapport d'amortissement hystérétique β du sol.
- b) L'impédance dynamique à valeurs complexes χ_z^S d'un seul pieu pour une fréquence particulière.

La rigidité axiale et l'amortissement du pieu n'entrent dans l'analyse que par leur effet sur l'impédance dynamique qui peut être à des valeurs complexes sous la forme suivante :

$$\chi_z^S(\omega) = \bar{K}_z^S(\omega) + ia_0 C_z^S(\omega) = F^S/w^S \quad \text{(III.3)}$$

Et peut être obtenu par l'une des nombreuses méthodes numériques disponibles (MEF, BEM) ou, éventuellement à partir d'essais dynamique de charge sur pieux à grande échelle ou à échelle réduit.

➤ Pour le problème des vibrations axiales, nous utilisons les coefficients des raideurs de sol suivants (N.Makris et G.Gazetas) :

$$k_z \approx 0.6E_s(1 + \frac{1}{2}\sqrt{a_0}) \quad \text{(III.4)}$$

$$C_z \approx 1.2a_0^{-1/4}\pi\rho_s C_s d + 2\beta_s \quad \text{(III.5)}$$

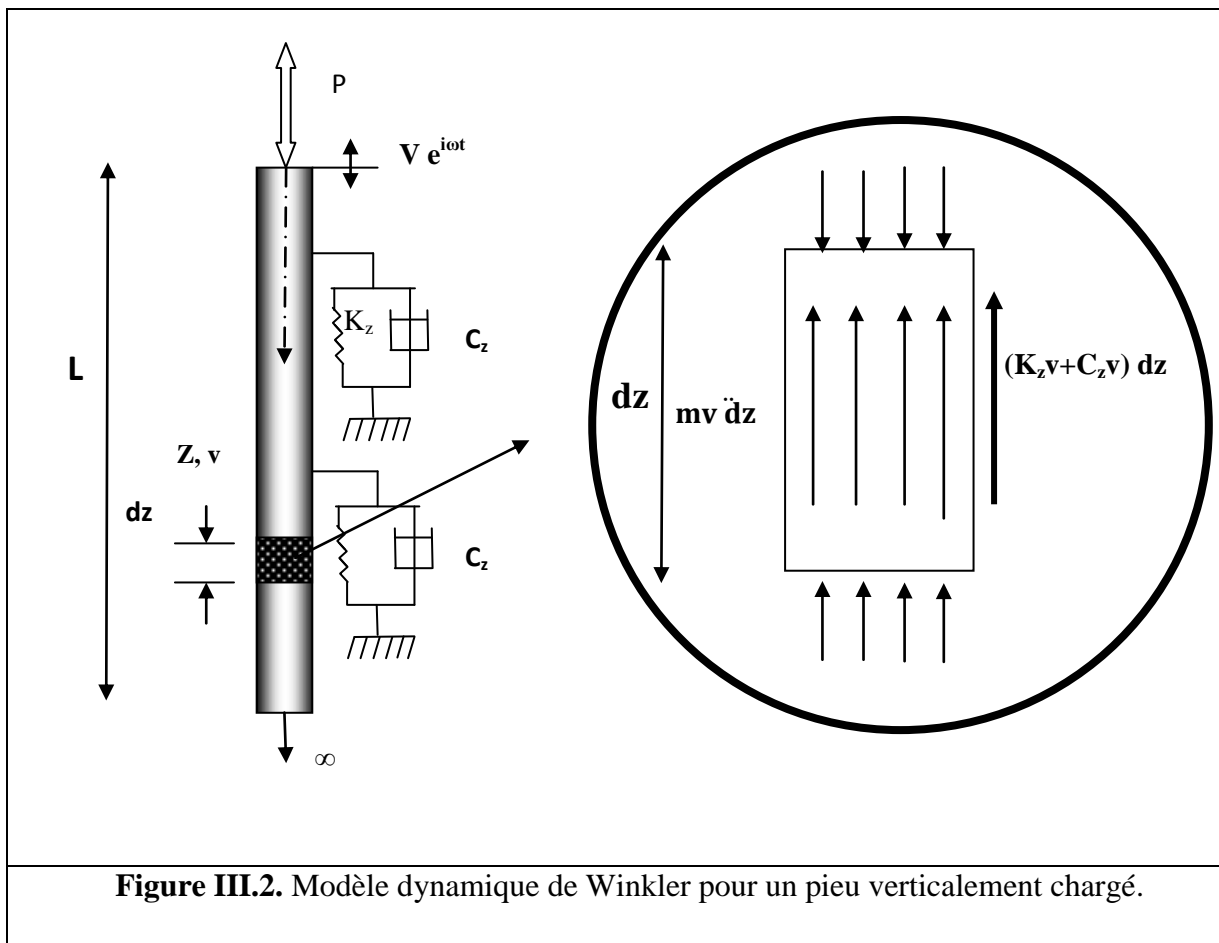
Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

III.3.2. Modèle Mathématique et équation de base :

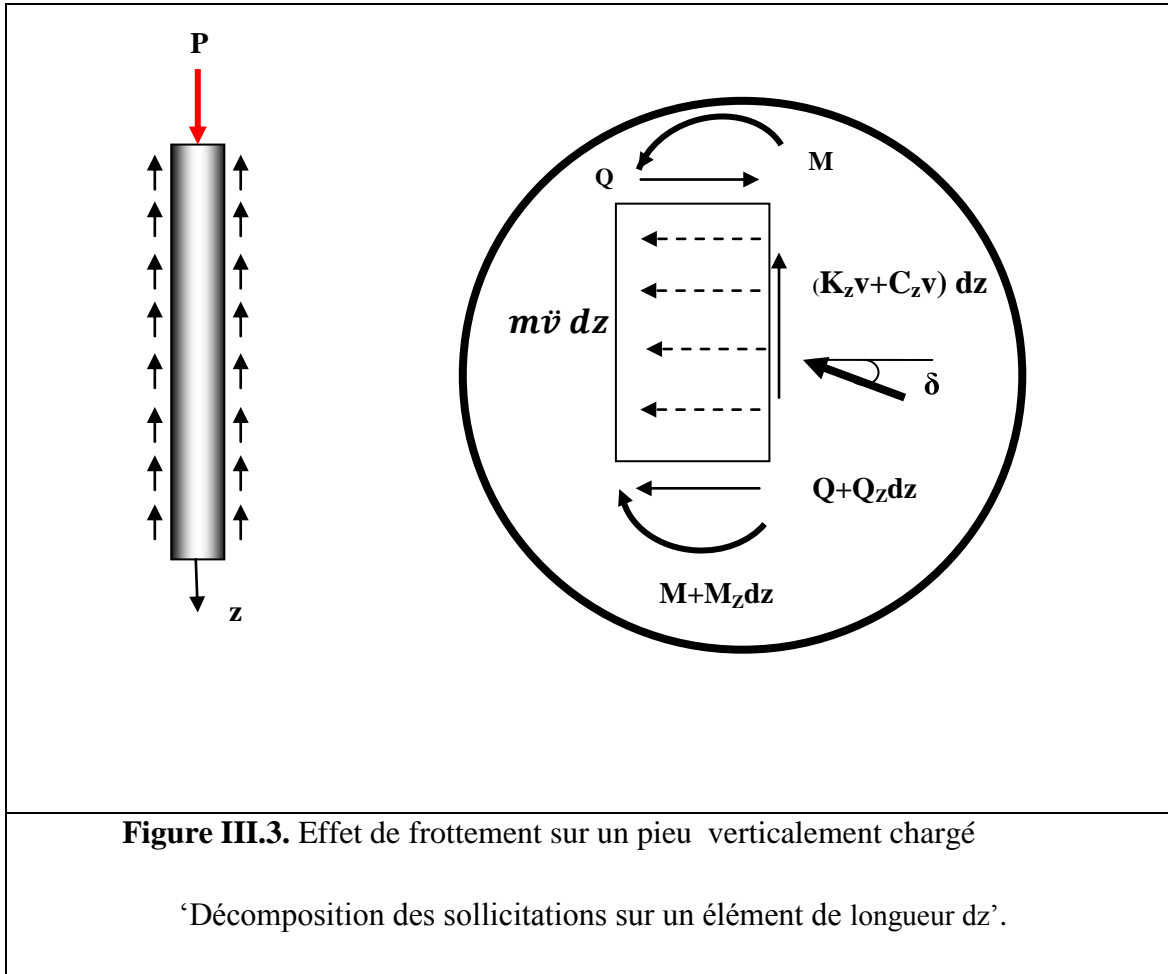
Pour les pieux relativement très courts ($L/d < 10$) et très rigides ($E_p / E_s > 8000$), la validité de l'hypothèse simplificatrice de propagation d'ondes est évidente, car ces pieux répondent essentiellement comme des corps rigides soumise à une charge axiale (statique ou dynamique). Pour les pieux de longueur infinie, les pieux sont longs et flexibles, dans ce cas le pieu est considéré comme une pièce élastique élancé (c'est-à-dire que les effets d'inertie latérale sont négligeables-conformément à la théorie classique de la RDM). L'état de déformation du pieu et les forces agissantes sur un élément sont esquissés sur la **Figure III.2**. Pour les oscillations harmoniques en régime permanent, le déplacement vertical $V(z, t)$ d'un point sur une section transversale de la pile à une profondeur z et pour un temps t peut être écrit comme :

$$v(z, t) = v(z)e^{i\omega t} \tag{III.6}$$

En prend un élément infinitésimal de longueur dz , l'équation d'équilibre peut s'écrire :



Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif



$$E_p A_p \frac{\partial^2 v_{(z,t)}}{\partial z^2} + [(k_z + i\omega C_z) \cos \delta + i\omega C - m\omega^2] v_{(z,t)} \quad \text{(III.7)}$$

Dans l'expression 7, l'effet de frottement est mentionné par la projection de la raideur de sol sur le plan vertical de pieux.

Les solutions sont obtenues séparément pour chacun des deux possibilités: $\omega < \bar{\omega}_z$ et $\omega \geq \bar{\omega}_z$

Où $\bar{\omega}_z$: est la fréquence fondamentale ;

$$\bar{\omega}_z = (k_z/m)^{1/2} \quad \text{(III.8)}$$

Premièrement : $\omega < \bar{\omega}_z$, cette inégalité se traduit approximativement par $a_0 < 1.5$, qu'est la gamme habituelle d'intérêt pratique pour les problèmes de fondation profonde, l'équation (7) peut s'écrire :

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

$$\frac{d^2 v(z)}{dz^2} - \lambda^2 v(z) = 0 \quad \text{(III.9)}$$

Où λ^2 est un nombre complexe avec :

$$Re\{\lambda^2\} = \frac{K_z \cos \delta - m\omega^2}{E_P A_P} \quad \text{(III.10)}$$

$$Im\{\lambda^2\} = \frac{\omega C_z \cos \delta + \omega C}{E_P A_P} \quad \text{(III.11)}$$

En appliquant la formule de Moivre le paramètre λ prend la forme :

$$\lambda = R \left(\cos \frac{\theta}{2} + i \sin \frac{\theta}{2} \right) \quad \text{(III.12)}$$

Dans lequel,

$$R = \left\{ \frac{(K_z - m\omega^2)^2 \cos^2 \delta + (\omega C_z + \omega C)^2}{(E_P A_P)^2} \right\}^{1/4} \quad \text{(III.13)}$$

$$\theta = \text{Arctan} \left(\frac{\omega C_z}{K_z - m\omega^2} \right) \quad , \quad 0 < \theta < \frac{\pi}{2} \quad \text{(III.14)}$$

La solution de l'équation (10) est :

$$v(z, t) = A_1 e^{R \cos \frac{\theta}{2} z} e^{i(\omega t + R \sin \frac{\theta}{2} z)} + A_2 e^{-R \cos \frac{\theta}{2} z} e^{i(\omega t - R \sin \frac{\theta}{2} z)} \quad \text{(III.15)}$$

Le paramètre C présente l'amortissement de pieu qui est égal à une valeur nulle C=0 dans cette étude. Dans le cas des pieux de longueurs infinies il n'y a pas d'onde qui vient de l'infini, le coefficient qui représente l'amplitude de l'onde entrante doit être nulle $A_1=0$. A_2 est l'amplitude de déplacement de l'onde qui propage vers l'infini égale à V_0 (l'amplitude du déplacement à la tête du pieu ($z=0$)), donc l'équation 15 devient :

$$v(z, t) = V_0 e^{-R \cos \frac{\theta}{2} z} e^{i(\omega t - R \sin \frac{\theta}{2} z)} \quad \text{(III.16)}$$

Cette équation représente une onde progressive d'amplitude décroissant de façon exponentielle avec la profondeur et la vitesse de phase :

$$C_\alpha = \frac{\omega}{R \sin \frac{\theta}{2}} \quad \text{Relation de dispersion} \quad \text{(III.17)}$$

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

Dans lequel R and θ sont en fonction de la fréquence (ω) et de l'amortissement (C_z).

Deuxièmement : $\omega \geq \bar{\omega}_z$ cette inégalité est valable pour $a_0 > 1,5$, cette gamme de fréquences presque non importante, mais on doit les présenter pour fournir un aperçu de l'asymptotique comportement aux hautes fréquences. Dans ce cas la solution prend maintenant la forme :

$$v(z, t) = V_0 e^{R \sin \frac{\theta}{2} z} e^{i(\omega t - R \cos \frac{\theta}{2} z)} \quad \text{(III.18)}$$

Où :

$$R = \left\{ \frac{(m\omega^2 - K_z)^2 + (\omega C_z)^2}{(E_p A_p)^2} \right\}^{1/4} \quad \text{(III.19)}$$

Et :

$$\theta = \text{Arctan} \left(\frac{-\omega C_z}{m\omega^2 - K_z} \right) \quad , \quad -\frac{\pi}{2} < \theta \leq 0 \quad \text{(III.20)}$$

L'équation (16) représente une onde progressive dont l'amplitude diminue exponentiellement avec la profondeur et la vitesse de phase,

$$C_\alpha = \frac{\omega}{R \cos \frac{\theta}{2}} \quad \text{Relation de dispersion} \quad \text{(III.21)}$$

L'impédance dynamique verticale peut être déterminée à travers l'équation 18, par le rapport entre la force appliquée à la tête de pieu est le déplacement résultant dans le point d'application de la force harmonique ;

$$K_z = \bar{K}_z + i a_0 C_z = \frac{P e^{i\omega t}}{V_0 e^{R \sin \frac{\theta}{2} z} e^{i(\omega t - R \cos \frac{\theta}{2} z)}} \quad \text{(III.22)}$$

III.3.3. Vibrations latérales :

Pour un pieu chargé latéralement, l'oscillateur K_x et C_x est linéaire et dépendant de la fréquence. Les expressions des coefficients des raideurs de sol sont disponibles dans la littérature et sont présentés par les approximations simples suivantes (Gazetas, Dobry et Novak **Gazetas et al (1993)**) :

$$k_x \approx 1.2 E_s \quad \text{(III.23)}$$

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

$$C_x \approx 6a_0^{-1/4} \rho_s C_s d + 2\beta_s \frac{k_x}{\omega} \quad (\text{III.24})$$

Où,

E_s : le module d'Young du sol.

C_s : la vitesse des ondes de cisaillement.

β : le rapport d'amortissement.

ρ_s : la densité de masse.

m : la masse par unité de longueur de pieu.

a_0 : la fréquence sans dimension ;

$$a_0 = \omega d / C_s \quad (\text{III.24})$$

ω : la fréquence d'excitation.

Les valeurs C_x obtenues à partir de l'équation (24) ne s'appliquent en réalité que pour les fréquences a_0 supérieures à la strate fréquence de coupure ω_s , qu'est essentiellement identique à la fréquence propre $(\pi/2)C_s/H$, en vibrations horizontale (cisaillement) de la couche de sol ; pour $\omega < \omega_s$, l'amortissement du rayonnement est extrêmement faible, en fonction de l'amortissement du matériau .

Longueur de transfert de pieu vibrant :

Pour l'excitation latérale, l'hypothèse d'un pieu de longueur infinie est tout à fait appropriée même pour des pieux rigides, car leur longueur 'transfert' est généralement plus petite que la longueur totale du pieu. En effet, pour un pieu à tête fixe dans la semelle de liaison, la longueur 'transfert' en dessous de laquelle les déformations du pieu sont négligeables est donnée par Randolph (1981) :

$$l_c = 4 \left(\frac{E_p I_p}{k_x} \right)^{1/4} \quad (\text{III.25})$$

Avec : l_c la longueur transfert.

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

Où les expressions pour K_x pour le pieu encastré a la tête sont données par l'équation (22) pour les rapports de $E_p/E_s = 1000$ et 5000 , la longueur 'transfert' de l'expression ci-dessus est d'environ $10d$ a $15d$, respectivement. Pour un pieu libre, la longueur de transfert est encore plus petite et donc dans la plupart des cas, les pieux répondant comme des pièces infiniment longues.

III.3.4. Equation de base et formulation mathématique

Le pieu est modélisé par la poutre d'Euler-Bernoulli (c'est-à-dire les effets de l'inertie rotative et du cisaillement et les distorsions sont négligeables). L'état des sollicitations de pieu et les forces agissantes sur un élément infinitésimal dz sont présentés sur la figure (3.3), avec $u(z,t)$ présente le déplacement horizontal à la profondeur z et au temps t .

Une pente nulle est imposée à la tête du pieu pour tenir compte la forme de la déformation induite par la tête de pieu rigide à la translation horizontale (pieu encastré a la tête en terminologie géotechnique).

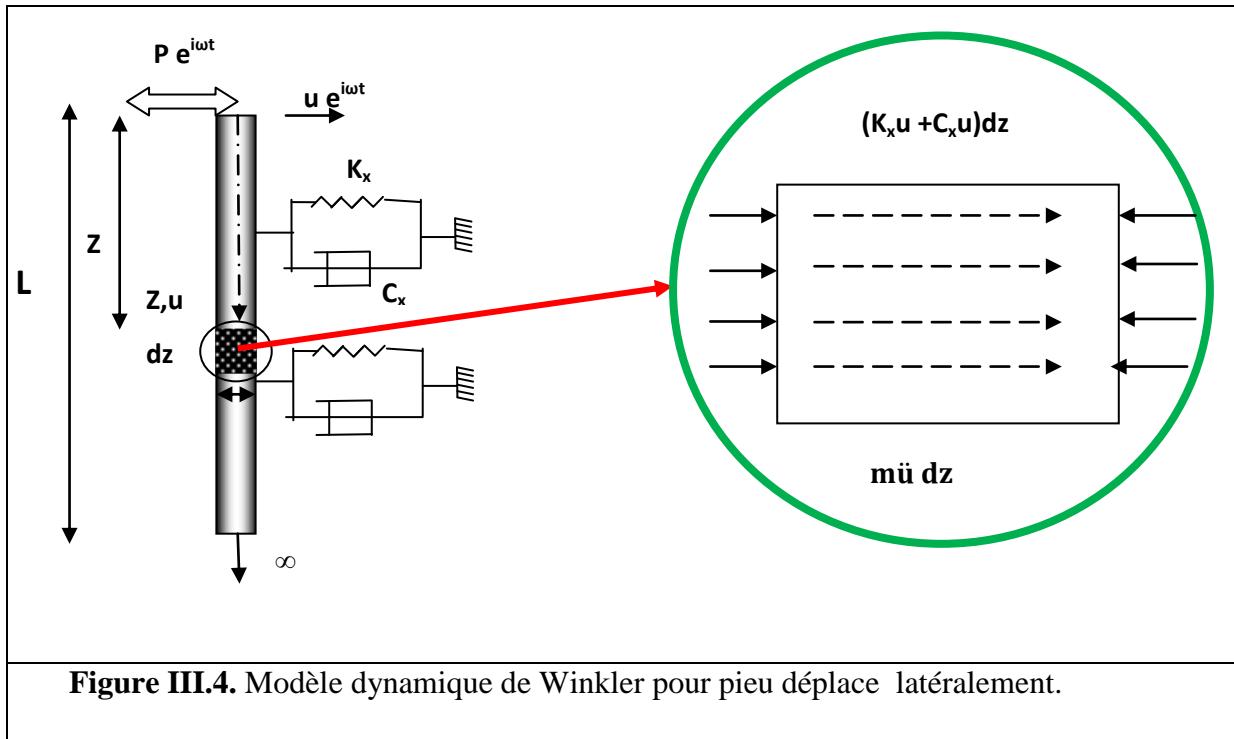


Figure III.4. Modèle dynamique de Winkler pour pieu déplacé latéralement.

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

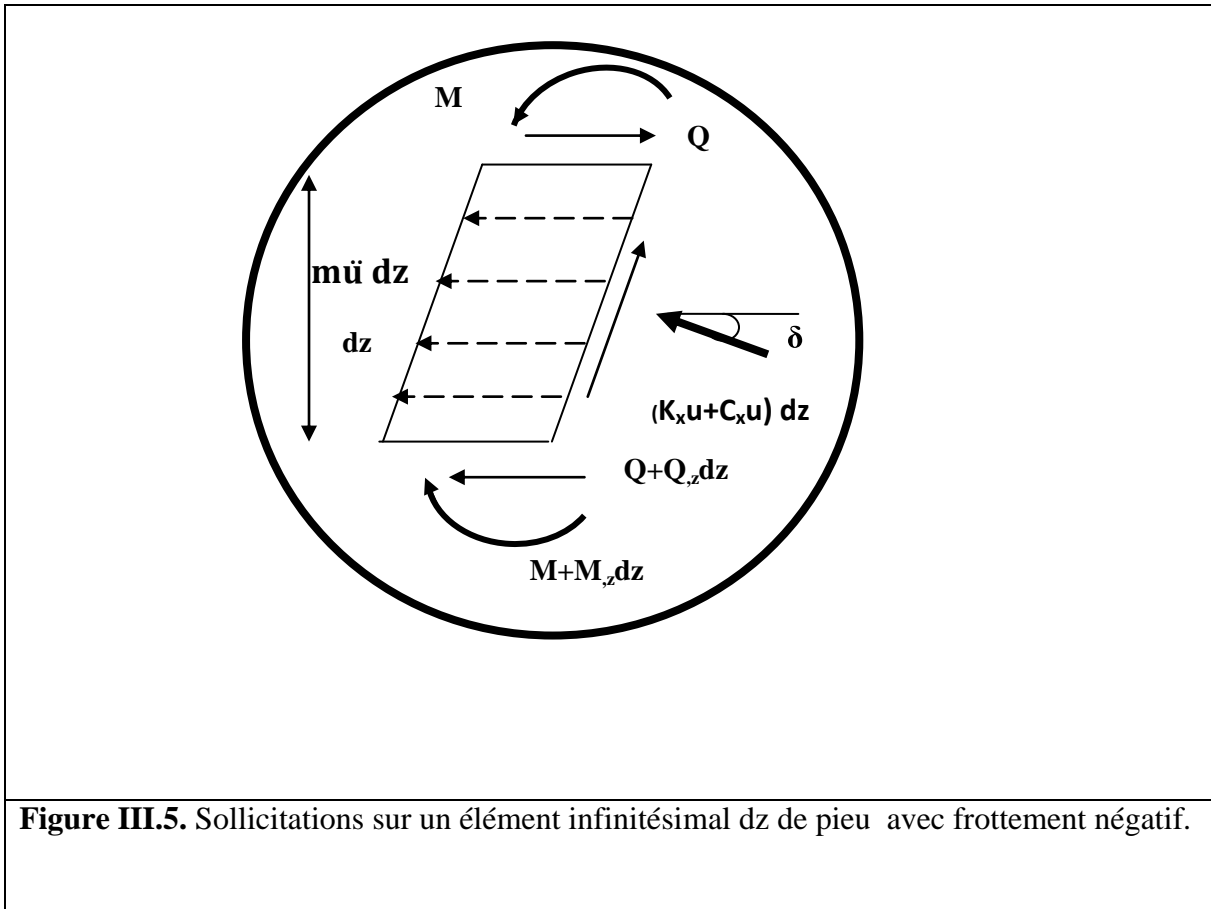


Figure III.5. Sollicitations sur un élément infinitésimal dz de pieu avec frottement négatif.

Dans les fondations profondes la caractérisation de l'interaction entre le sol et le pieu joue un rôle important dans l'étude de la capacité portante. L'effet de la butée du sol sur le pieu provoque des contraintes tangentielles sur le pieu tout dépend des caractéristiques de sol entouré le pieu. La nature de ces contraintes provoque un frottement latéral généralement négatif pour les sols de faible caractéristiques. Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique une contrainte tangentielle dirigée vers le haut (frottement négatif). Le frottement négatif est peut être l'un des problèmes les plus complexe dans la conception des fondations profondes (pieux) dans les sols mous. Pour qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol.

En statique la détermination de ce frottement est relativement simple dans la littérature. Mais en mode de vibration, peu des travaux ont étudiés l'effet de frottement latéral sur la réponse dynamique d'un pieu ou un groupe de pieu. Ce travail constitue une compréhension du comportement de ce type d'ouvrage (pieux, inclusions rigide), et s'intéresse plus particulièrement à la contribution de l'étude du frottement négatif sur les

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

vibrations des fondations profondes. Dans cette étude en basant sur la considération de l'angle d'interaction sol-pieu qui est en fonction de l'angle de frottement interne φ ($\delta = \frac{2}{3}\varphi$) pour la détermination des contraintes tangentielles sur les pieux, l'effet de frottement négatif peut être déterminé à travers les raideurs de sol qui sont supposés affectées par l'angle d'interaction, **Figure III.5.**

Prenant un élément infinitésimal dz , et pour une excitation harmonique en régime permanent le déplacement latéral peut s'écrire :

$$u(z, t) = u(z)e^{i\omega t} \quad \text{(III.26)}$$

L'équilibre dynamique d'un élément dz avec la prise en compte de l'effet de l'interaction $\delta \neq 0$ peut être à la forme :

$$E_p I_p \frac{\partial^4 u(z)}{\partial^4 z} + [(k_x + i\omega C_x) \cos \delta + i\omega C - m\omega^2] u(z) = 0 \quad \text{(III.27)}$$

La solution de cette équation est obtenue dans les faibles fréquences $\omega < \overline{\omega}_x$ et dans les hautes fréquences $\omega \geq \overline{\omega}_x$.

Où $\overline{\omega}_x$ la fréquence fondamentale du système sol-pieu :

$$\overline{\omega}_x = (k_x/m)^{1/2} \quad \text{(III.30)}$$

Premièrement, $\omega < \overline{\omega}_x$ ceci est encore la gamme habituelle de plus grand intérêt dans les vibrations des fondations, correspondant approximativement à $a_0 < 1$. Utilisant la transformée de LAPLACE, L'équation (29) peut s'écrire à la forme :

$$\frac{\partial^4 u(z)}{\partial^4 z} + 4\lambda^4 u(z) = 0 \quad \text{(III.31)}$$

Avec :

$$4\lambda^4 = \frac{(K_x + i\omega C_x) \cos \delta + i\omega C - m\omega^2}{E_p A_p} \quad \text{(III.32)}$$

Exprimant λ en coordonnées polaires dans le plan complexe,

$$\lambda = R \left(\cos \frac{\theta}{2} + i \sin \frac{\theta}{2} \right) \quad \text{(III.33)}$$

Avec :

$$R = \left\{ \frac{(K_x - m\omega^2)^2 \cos^2 \delta + (\omega C_x + i\omega C)^2}{(4E_p I_p)^2} \right\}^{1/4} \quad \text{(III.34)}$$

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

Et :

$$\theta = \text{Arctan}\left(\frac{\omega c_x}{K_x - m\omega^2}\right) \quad , \quad 0 < \theta < \frac{\pi}{2} \quad \text{(III.35)}$$

Les constantes a et b sont des réelles positives et sont données par les expressions suivantes :

$$a = \cos\frac{\theta}{4} + \sin\frac{\theta}{4} \quad \text{(III.36)}$$

$$b = \cos\frac{\theta}{4} - \sin\frac{\theta}{4} \quad \text{(III.37)}$$

Pour assurer une amplitude de déplacement fini lorsque z tend vers l'infini, la solution finale est donnée par :

$$u(z, t) = \frac{U_0}{2} \left\{ (1 + i)e^{-Rbz} e^{i(\omega t - Raz)} + (1 - i)e^{-Raz} e^{i(\omega t + Rbz)} \right\} \quad \text{(III.38)}$$

Où $U_0 = u(0)$ est l'amplitude de déplacement a la tête du pieu.

Le champ de déplacement donné par l'équation 38 présente une paire d'onde ; Le premier terme de cette équation correspond à une onde se propageant vers le bas et le deuxième terme à une onde se propageant vers le haut, les deux sont avec une amplitude décroît exponentiellement en fonction de la profondeur z

Les deux ondes sont dont des vitesses de phase différentes, données par la double relation de 'dispersion' suivante :

$$C\alpha^\downarrow = \frac{w}{R(\cos\frac{\theta}{4} + \sin\frac{\theta}{4})} \quad \text{(III.39)}$$

$$C\alpha^\uparrow = \frac{w}{R(\cos\frac{\theta}{4} - \sin\frac{\theta}{4})} \quad \text{(III.40)}$$

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

Deuxièmement : $\omega \geq \overline{\omega_x}$ qui se traduit approximativement par $a_0 > 1$, une gamme de fréquences de moindre intérêt pratique, qui est examiné ici pour donner un aperçu sur le comportement asymptotique à hautes fréquences. L'équilibre dynamique peut s'écrire :

$$\frac{\partial^4 u_z}{\partial^4 z} - 4\lambda^4 u_{(z)} = 0 \quad \text{(III.41)}$$

Avec :

$$\lambda^4 = \frac{m\omega^2 - (K_x + i\omega C_x) \cos \delta}{E_p I_p} \quad \text{(III.42)}$$

En suivant une procédure similaire à celle décrite dans les vibrations axiales, nous obtenons finalement la solution suivante :

$$u(z, t) = \frac{U_0}{2} \left\{ (1 + i) e^{-Rqz} e^{i(\omega t - Rpz)} + (1 - i) e^{-Rpz} e^{i(\omega t + Rqz)} \right\} \quad \text{(III.43)}$$

Où :

$$R = \left\{ \frac{(K_x - m\omega^2)^2 \cos^2 \delta + (\omega C_x + i\omega C)^2}{(4E_p I_p)^2} \right\}^{1/8} \quad \text{(III.44.a)}$$

$$\text{Avec :} \quad p = \cos \frac{\theta}{4} \quad ; \quad q = -\sin \frac{\theta}{4} \quad \text{(III.44.b)}$$

Sont réels et positifs, et

$$\theta = \text{Arctan} \left(\frac{-\omega C_x}{m\omega^2 - K_x} \right) \quad , \quad -\frac{\pi}{2} < \theta \leq 0 \quad \text{(III.45)}$$

Encore le champ de déplacement y compris deux ondes différentes, une se propageant vers le bas et l'autre se propageant vers le haut, avec les vitesses de phase respectives :

$$C\alpha^\downarrow = \frac{w}{R \cos \frac{\theta}{4}} \quad \text{(III.46.a)}$$

$$C\alpha^\uparrow = \frac{w}{-R \sin \frac{\theta}{4}} \quad \text{(III.46.b)}$$

Dans le cas de $c^x = 0$, $\theta = 0$, $p = 1$, $q = 0$

$$R = \left\{ \frac{(m\omega^2)^2 - (K_x)^2 \cos^2 \delta}{(E_p I_p)^2} \right\}^{1/4} = \lambda \quad \text{(III.47)}$$

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

$$u(z, t) = \frac{U_0}{2} \left\{ (1 + i)e^{-\lambda z} e^{i(\omega t)} + (1 - i)e^{i(\omega t + \lambda z)} \right\} \quad (\text{III.48})$$

Le champ de déplacement a été donné par les équations 38 et 48 respectivement dans les faibles et les hautes fréquences, donc la réponse dynamique d'un tel pieu peut être déterminée à travers l'évaluation des moments fléchissant et les efforts tranchants dans les pieux:

$$M = -E_p I_p \frac{d^2 u(z, t)}{d^2 z} \quad (\text{III.49})$$

$$T = -E_p I_p \frac{d^3 u(z, t)}{d^3 z} \quad (\text{III.50})$$

Dans ce cas, en effet, seules les ondes descendantes existent, car le terme correspondant aux ondes entrantes n'existe pas.

Nous déduisons les réponses de la fondation sous chargements cycliques dynamiques horizontaux à partir des expressions mathématiques envisagées. Les réponses dynamiques sont présentées en termes des impédances dynamiques de tamis et de rotations. Les impédances sont exprimées en $K + ia_0 C$, les indices z ou x se réfèrent au mode vertical ou horizontal.

III.3.5. Impédance dynamique de groupes de pieux :

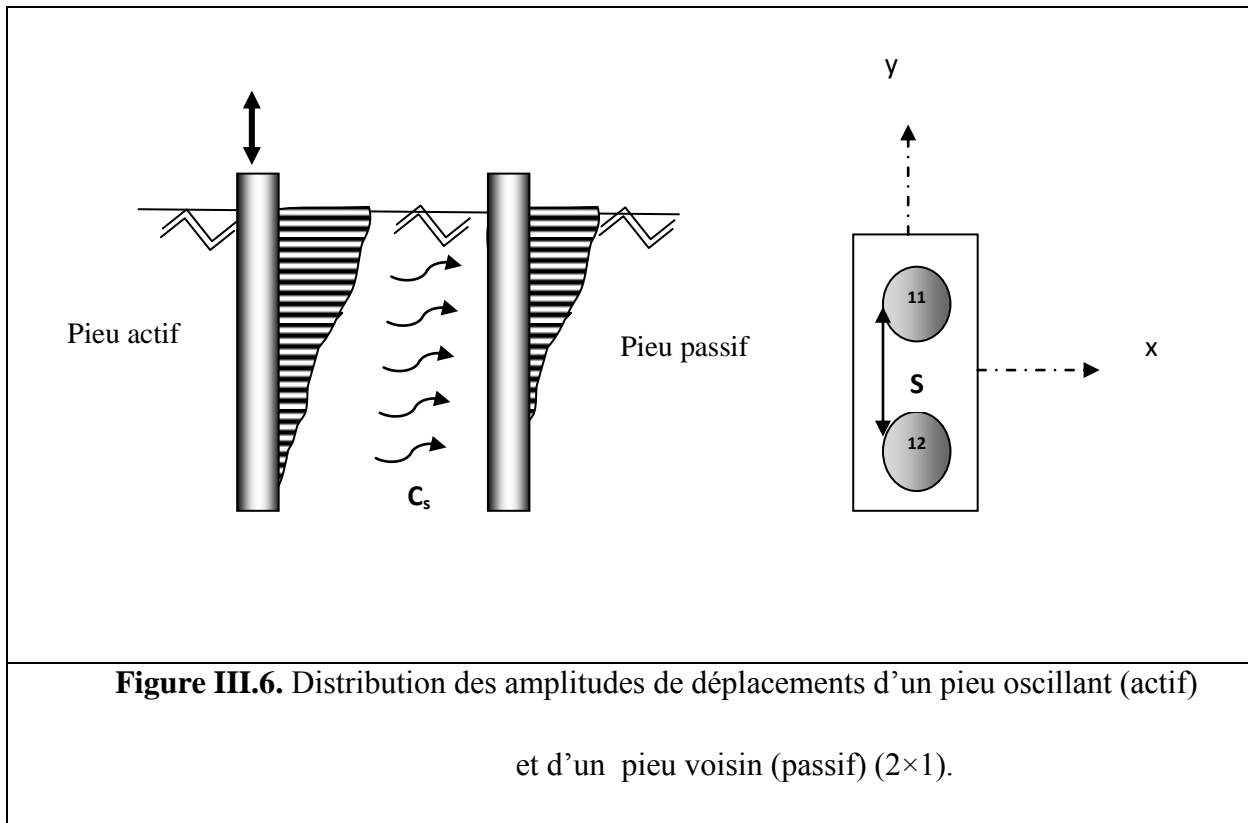
a) Pour deux pieux sous chargement axial (2×1) :

Les déplacements des deux pieux, w_1 et w_2 sont identiques, et peut être obtenu par superposition, le déplacement total d'un groupe de deux pieux peut être donné par la relation suivante :

$$w_{11} = w_{11} + w_{12} \quad (\text{III.51})$$

$$w_1 = w_{11}(1 + \alpha \mathbf{v}(\mathbf{S})) \quad \text{Avec} \quad w_{12} = \alpha \mathbf{v}(\mathbf{S}) w_{11}$$

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif



Où,

$\alpha_v = \alpha_v(S)$: est le facteur d'interaction pour la vibration verticale.

X_z^S : est l'impédance dynamique de pieu unique correspondant à la fréquence ω .

L'impédance du groupe 2×1 est facilement calculée, dans les faibles et les hautes fréquences, l'impédance d'un seul pieu est connue et le facteur d'interaction peut être calculé à travers l'expression de coefficient $\alpha_v(S)$.

A partir de l'expression de w_1 et la charge appliquée sur la fondation l'impédance dynamique du groupe de deux pieux est :

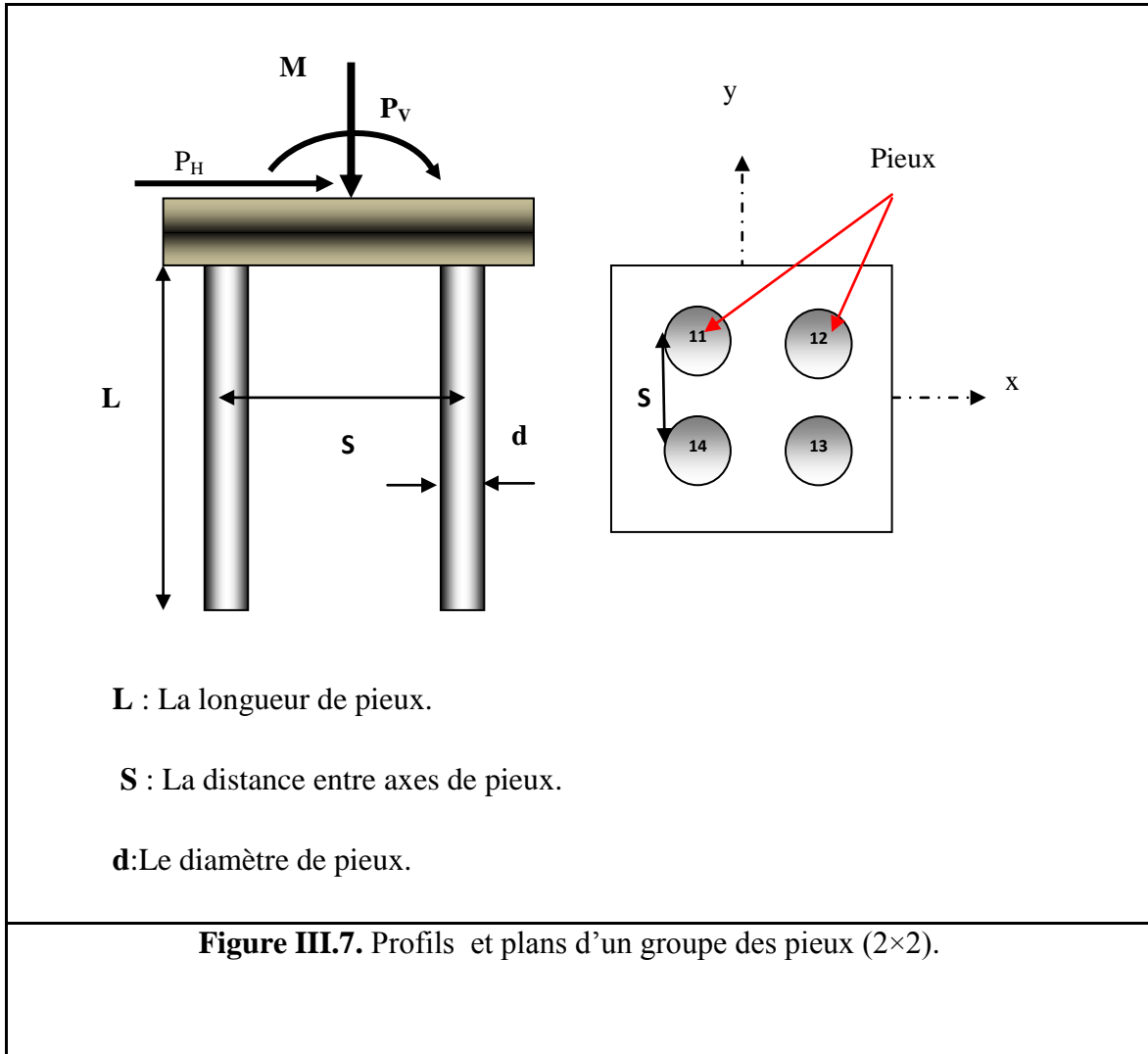
$$\chi_z^G = \frac{2F}{w_1} = \frac{2\chi_z^S}{1+\alpha_v} \quad \text{(III.52)}$$

Avec **F** : la charge l'excitation verticale appliquée sur pieu et w_1 le déplacement résultant de groupe de deux pieux.

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

b) Pour groupe de deux par deux (2×2) :

En raison de la symétrie, les quatre pieux se partagent la charge appliquée et subit le même déplacement vertical dynamique, par superposition :



$$w_1 = w_{11} + 2w_{12} + w_{14}$$

$$w_1 = w_{11}(1 + 2\alpha_{12} + \alpha_{14})$$

$$w_1 = \frac{F}{\chi_z^2} [1 + 2\alpha_V(S) + \alpha_V(S\sqrt{2})] \quad \text{(III.53)}$$

L'impédance dynamique verticale de quatre pieux est donnée par la relation suivante :

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

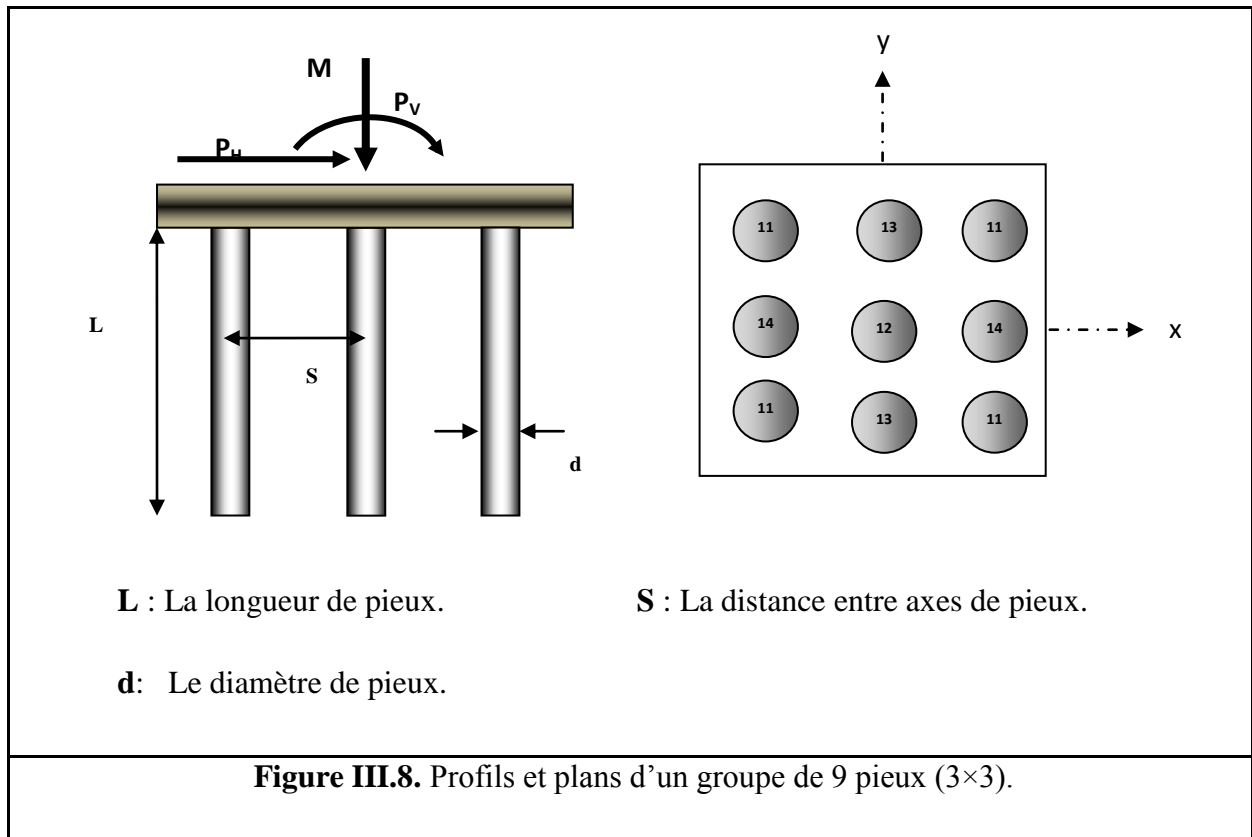
$$\chi_z^G = \frac{4F}{w_1} = \frac{4\chi_z^S}{1 + \alpha_V(S) + \alpha_V(S\sqrt{2})} \quad \text{(III.54)}$$

Dans cette expression $S\sqrt{2}$ est la distance entre les pieux diagonaux et $\alpha_V(S\sqrt{2})$ son facteur d'interaction.

c) Groupe de trois par trois pieux (3×3) :

La rigidité a la tête de pieu produit les mêmes déplacements verticaux dans tous les pieux, mais les forces transmises par chaque pieu sont différentes.

F_1 : l'amplitude de la charge portée par les pieux d'angle, F_2 : pour le pieu centrale, $F_3 = F_4$: pour les quatre pieux de bord (**Figure III.8**).



Le déplacement de pieu central 12 est :

$$w_1 = w_{22} + 4w_{21} + 4w_{23}$$

$$w_1 = \frac{F_2}{\chi_z^S} + \frac{4F_1}{\chi_z^S} \alpha_V(S\sqrt{2}) + \frac{4F_3}{\chi_z^S} \alpha_V(S) \quad \text{(III.55)}$$

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

Des expressions similaires peuvent être écrites pour les w_1 et w_3 afin d'obtenir un système de trois équations algébriques ; d'où F_1 , F_2 et F_3 sont déterminés en fonction du déplacement $w_1=w_2=w_3=w^G$. Enfin, en utilisant l'équation d'équilibre de groupe de pieux :

$$F_2 + 4F_1 + 4F_3 = F^G \quad (\text{III.56})$$

Où, F^G : l'amplitude de la force totale appliquée sur la semelle du groupe de pieux, c'est tout ce qui est nécessaire pour obtenir w^G . L'impédance de groupe χ_z^G est égale à F^G/w^G .

III.3.6. Détermination des coefficients d'interaction :

Deux pieux identiques, p et q, espacés par la distance entre axes S. L'effet de vibration du pieu p sur la réponse du pieu q peut être exprimé par le facteur d'interaction dynamique α_v , qui est en fonction de la fréquence :

$$\alpha_v = \alpha_v(\omega) = w_{qp}/w_{qq} \quad (\text{III.57})$$

Le champ de déplacement dynamique au tour d'un pieu vibrant p est décrit par l'expression d'onde cylindrique asymptotique suivante :

$$w(r) \approx A \frac{1}{\sqrt{r}} \exp(-\beta\omega/C_s) \exp\left[i\omega\left(t - \frac{r}{C_s}\right)\right] \quad (\text{III.58})$$

Où, r : est la distance horizontale de l'axe du pieu p, et $A=A(z)$: une constante d'amplitude, les trois autres facteurs de l'équation (58) impliquent que :

- L'amplitude du mouvement décroît proportionnellement à $r^{-1/2}$, le facteur dépendant de l'amortissement hystérétique $\exp(-\beta\omega r/C_s)$.
- Le décalage de phase du mouvement à un endroit particulier du sol n'est qu'une fonction de la distance radiale r.

A l'axe du pieu voisin q, situé à une distance $r = S$, l'équation (58) fournit :

$$w_{qp} = w(r = S) = A \frac{1}{\sqrt{S}} \exp(-\beta\omega S) \omega \exp[i\omega(t - S/C_s)] \quad (\text{III.59})$$

On suppose que le déplacement w_{qp} est approximativement le même à la périphérie de pieu q. Pour obtenir le déplacement w_{qq} du pieu q sous sa propre charge dynamique, l'équation (59) est encore utilisée pour fournir, l'expression approchée :

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

$$w_{qq} \approx A \frac{1}{\sqrt{r}} \exp(i\omega t) \quad \text{(III.60)}$$

Dans laquelle $r=d/2$, qui est le rayon du pieu. L'équation (60) montre qu'il n'y a pas de décalage temporel entre l'axe et le périmètre du pieu. En divisant l'équation (59) par l'équation (60) on obtient l'expression approximative de la fonction d'interaction verticale :

$$\alpha_v \approx \left(\frac{S}{r}\right)^{-1/2} \exp(-\beta\omega S/C_s) \exp(-i\omega S/C_s) \quad \text{(III.61)}$$

Cette expression simple et nécessaire pour calculer la réponse dynamique verticale de n'importe quel groupe de pieux, une fois que l'impédance d'un seul pieu χ_z^s est connue.

La vibration des pieux encastrés en tête induit à la fois des déformations axiales et rotatives. Sur la base des preuves disponibles à partir des solutions statique et des preuves indirectes du problème dynamique, on suppose qu'aucune interaction n'a lieu en raison de la déformation rotationnelle de chaque pieu. Une telle déformation (sans déplacement latéral de la tête) n'est ressentie qu'à quelques diamètres de la tête du pieu, et produit un champ de contraintes décroissant rapidement autour du pieu. D'où les pieux voisins tombent à l'extérieur zone d'influence de chacun pour effet.

Par conséquent, bien qu'à la fois axiale et rotationnelle les déformations du pieu q sont considérées dans le pieu q en raison de propre charge, seulement l'influence des déplacements provenant du pieu p sur les déplacements axiales de pieu q est considérée.

Pour les pieux chargés latéralement, le facteur d'interaction α_v dépend de la fréquence ω , la distance S et l'angle θ entre la ligne des pieux et la direction de la force appliquée. Cependant, il suffit de calculer α_h uniquement pour les deux angles 0° et 90° :

$$\alpha_h(\theta^\circ) \approx \alpha_h(0^\circ)\cos^2\theta + \alpha_h(90^\circ)\sin^2\theta \quad \text{(III.62)}$$

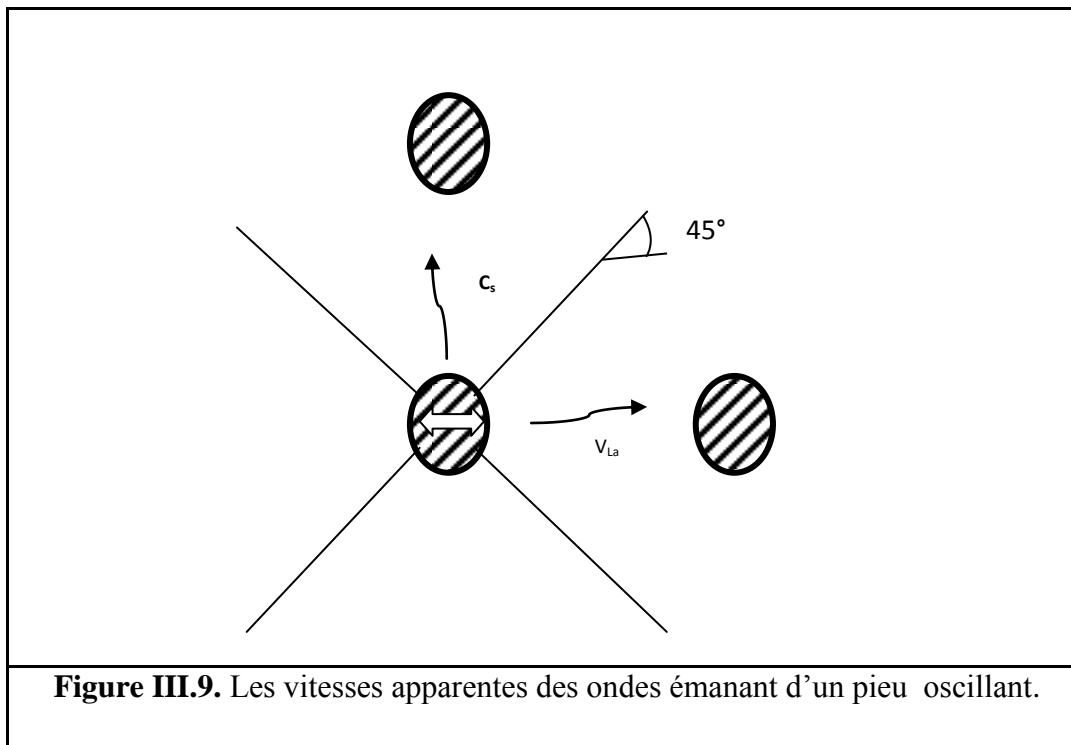
Pour obtenir de très bonnes estimations pour tout angle arbitraire. L'estimations approximatives de $\alpha_h(0^\circ)$ et $\alpha_h(90^\circ)$, sont obtenus à l'aide de Figure 3.8 sur la base des expressions fournies par Gazetas et Dobry (1984) le pieu de 90° pouces q est affectée essentiellement uniquement par des ondes S qu'émanent de pieu actif p et qu'ont une vitesse de phase C_s . Cependant, le pieu de 0° q est affecté par l'extension de compression ondes venant de p et se propageant avec une vitesse de phase apparente donnée par Lysmer :

$$V_{La} = 3.4 C_s / [\pi(1 - \nu)]$$

Chapitre 03 : Réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et l'effet de frottement négatif

$$\alpha_h(90^\circ) \approx \alpha_v \quad (\text{III.63})$$

$$\alpha_h(0^\circ) \equiv \alpha_{h0} \approx \left(\frac{S}{r}\right)^{-1/2} \exp(-\beta\omega S/V_{La}) \times \exp(-i\omega S/V_{La}) \quad (\text{III.64})$$



III.4. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté en détail la réponse dynamique des fondations sur groupe de pieux et les équations de base dans le calcul des impédances dynamiques.

Un modèle analytique en élastodynamique a été développé pour le calcul des impédances dynamiques dans le domaine fréquentiel et temporel.



Chapitre 04 :

Résultats et discussion

Chapitre 04 : Résultats et discussion

IV.1. Introduction :

Dans cette section les résultats d'un programme de calcul avec MATLAB a été développé selon les équations de l'élastodynamique, la réponse dynamique d'un pieu ou un groupe de pieux est présentée sous forme des fonctions impédances. Les oscillations verticales, horizontales et en rotations sont prises en compte. Le sol est modélisé comme un matériau hystérétique linéaire du module de Young $E_s=1$, le coefficient de Poisson est considéré comme $\nu=0.4$, du taux d'amortissement du matériau $\beta=0.05$ et de vitesse de cisaillement $C_s=1$.

Chaque pieu est un cylindre plein de longueur L de 9 m et de diamètre $d = 0.6\text{m}$, constitué d'un matériau élastique linéaire de module de Young $E_p=1000$.(les résultats sont également applicables aux formes cylindriques creuses, aux tuyaux métalliques remplis de béton, ou même aux pieux en forme de H, par une section appropriée du E efficace).les rigidités dynamiques normalisées et les amortissement de système de fondation à pieux sont comparés à ceux obtenus par Dobry et Gazetas (1988).

L'évaluation de la rigidité et du frottement négatif du système sol-pieu est illustrée dans cette partie, les courbes " Rigidité - fréquence d'excitation (ω)" de groupe des pieux (2x2) et (3x3) sont regroupées dans les figure ci-après. Nous avons fait varier l'angle de frottement ϕ de 0° , 20° , 30° et 36° et le rapport S/d de 2, 5, 10 dans les trois cas verticale, horizontale et en rotation, les données rapportées par les figures (III.6 et III.7) et le tableau IV.1 ont été adoptées dans les analyses. Les résultats obtenus par la modélisation numérique sont en bons accord avec les résultats obtenus par DOBRY et GAZETAS (1988), ce qui permet de valider le processus de simulation développé au sein de cette étude :

	Module de Young $E(\text{MPa})$	Coefficient de Poisson (ν)	Diamètre d (m)	Coefficient d'amortissement β	Longueur L (m)
Sol	1	0.4	/	0.05	/
Pieu	1000	0.25	0.6	0	9

Tableau IV.1. Caractéristique mécaniques des éléments en interaction.

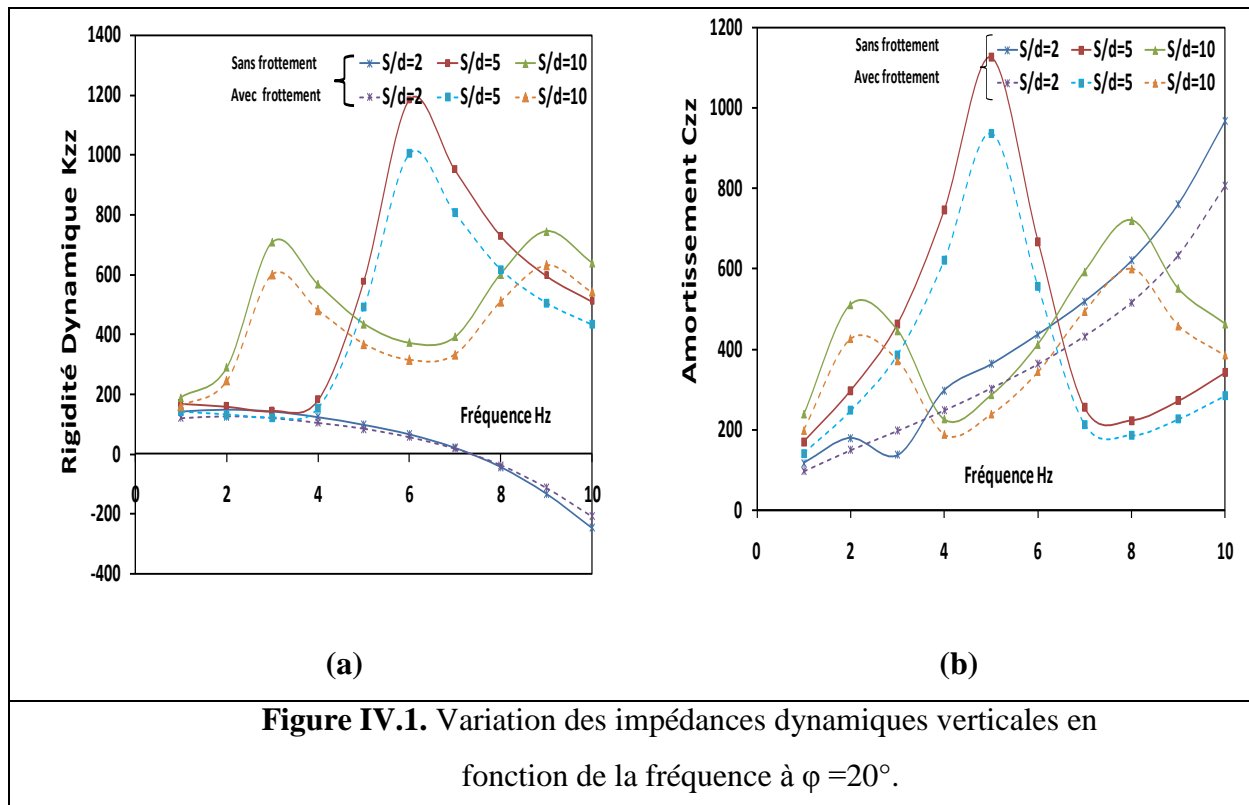
IV.2 Effets de frottement et la distance entre axes des pieux:

IV.2.1 Pour quatre pieux (2×2) :

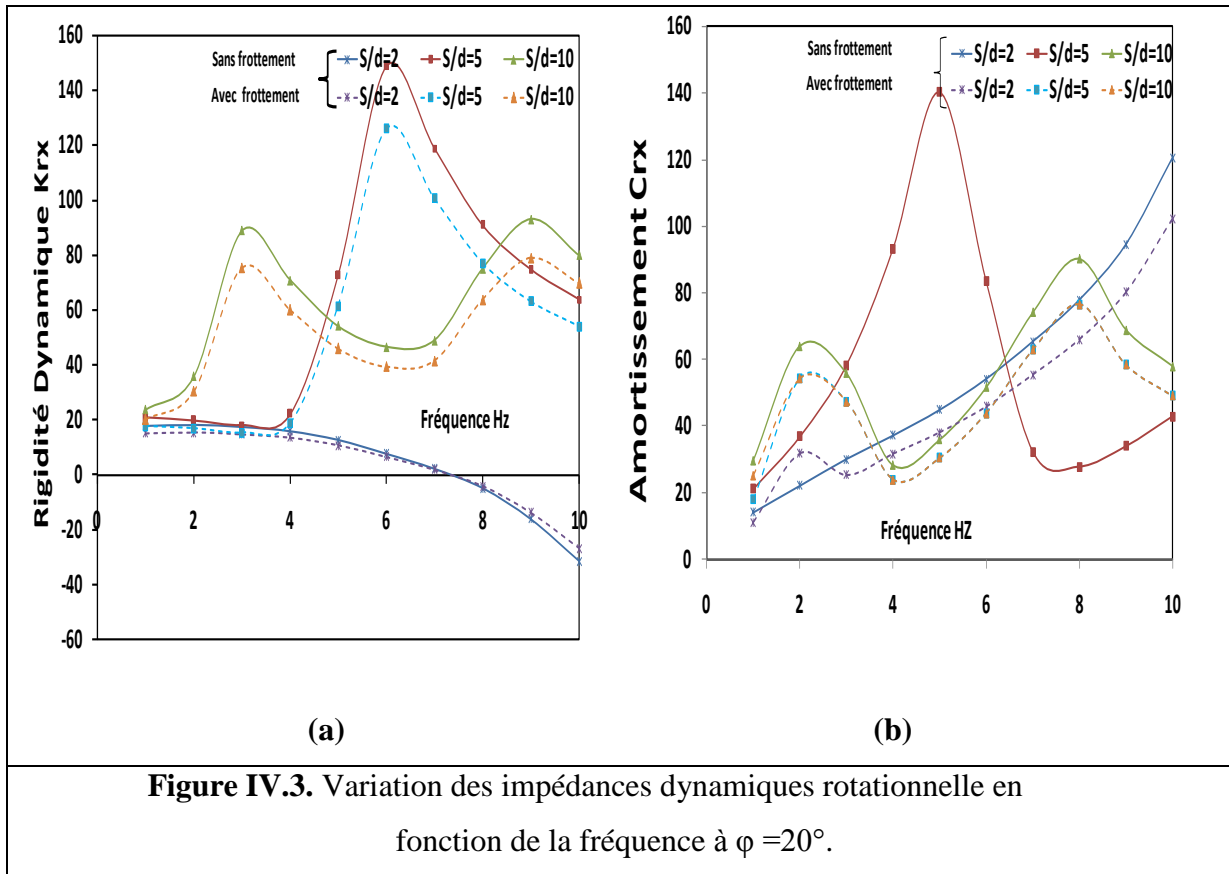
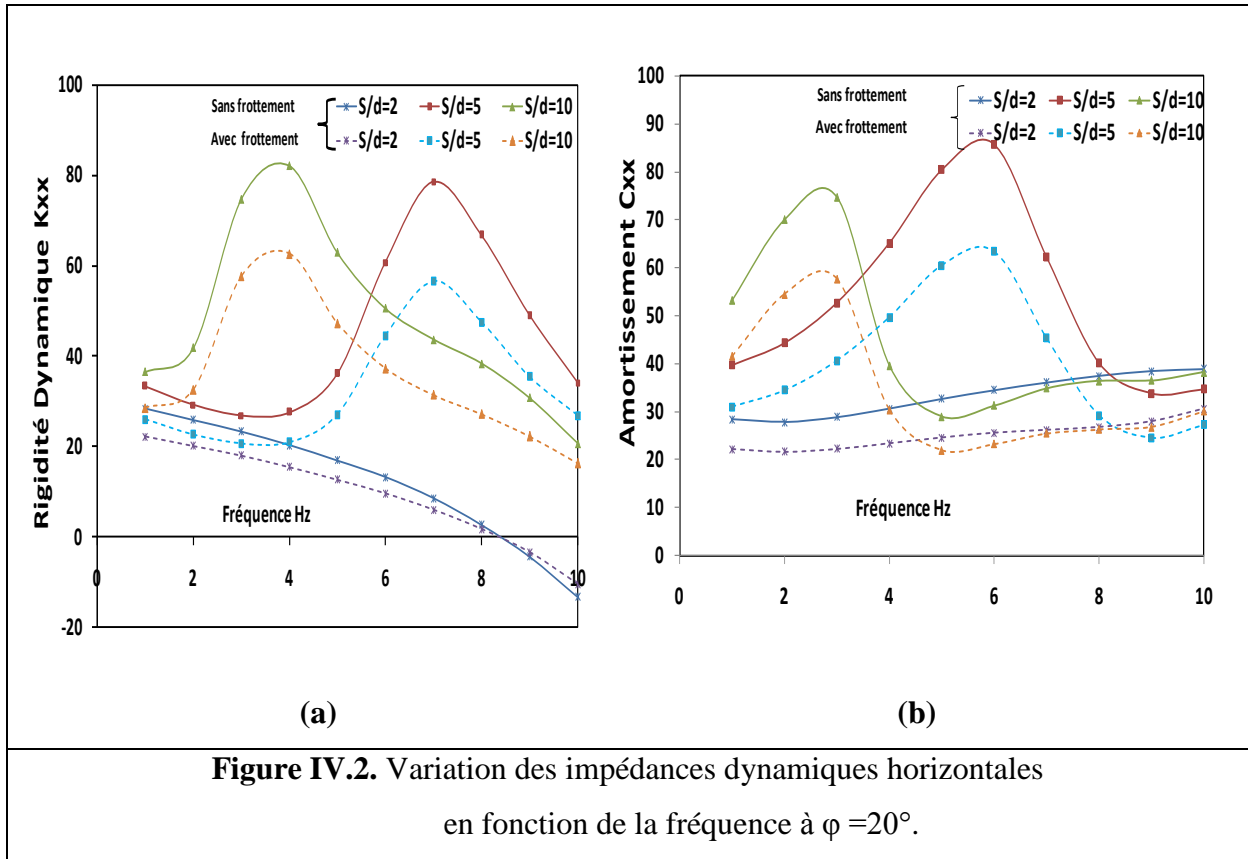
a) L'effet de rapport S/d :

En prend le modèle présenté dans le chapitre précédent **Figures III.7 et III.8**, on adopte les mêmes caractéristique géotechniques de milieu, en faisant varier le rapport S/d (S=1.2, S= 3 et S=6). Les impédances dynamiques verticales, horizontales et rotationnelles sont calculées par application d'une force harmonique au centre de fondation. Les figures suivantes présentent l'influence de la distance S sur la rigidité dynamique :

➤ Angle de frottement de 20° :



Chapitre 04 : Résultats et discussion



Chapitre 04 : Résultats et discussion

➤ Angle de frottement de 30° :

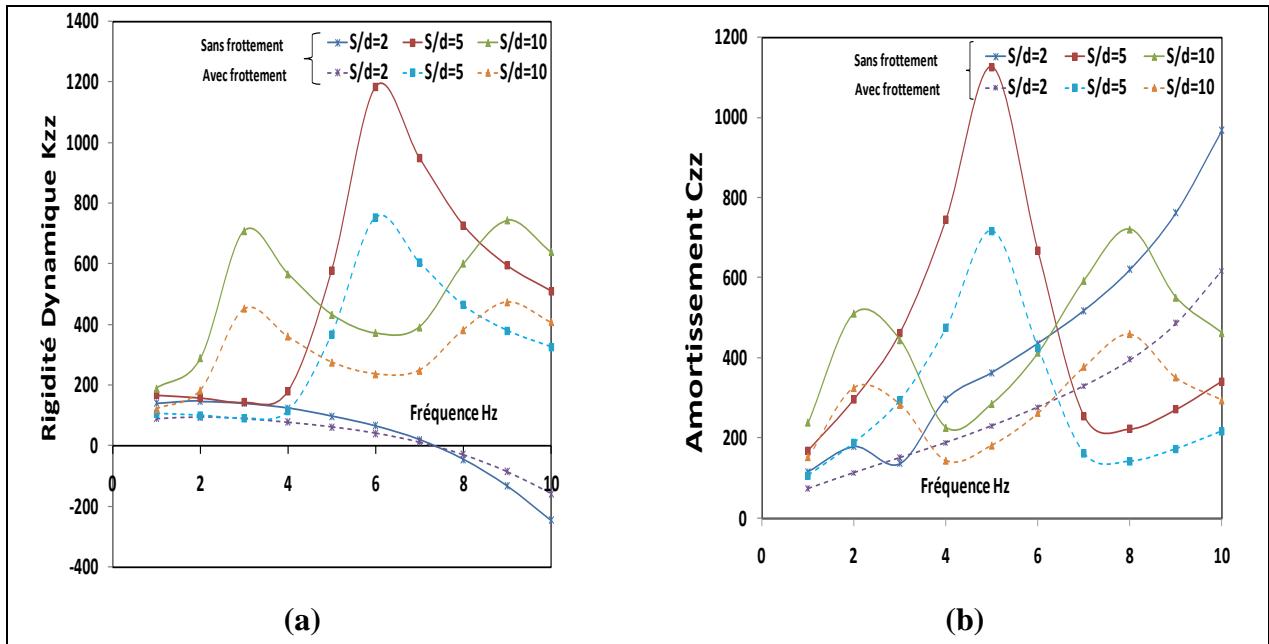


Figure IV.4. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la fréquence à $\phi = 30^\circ$.

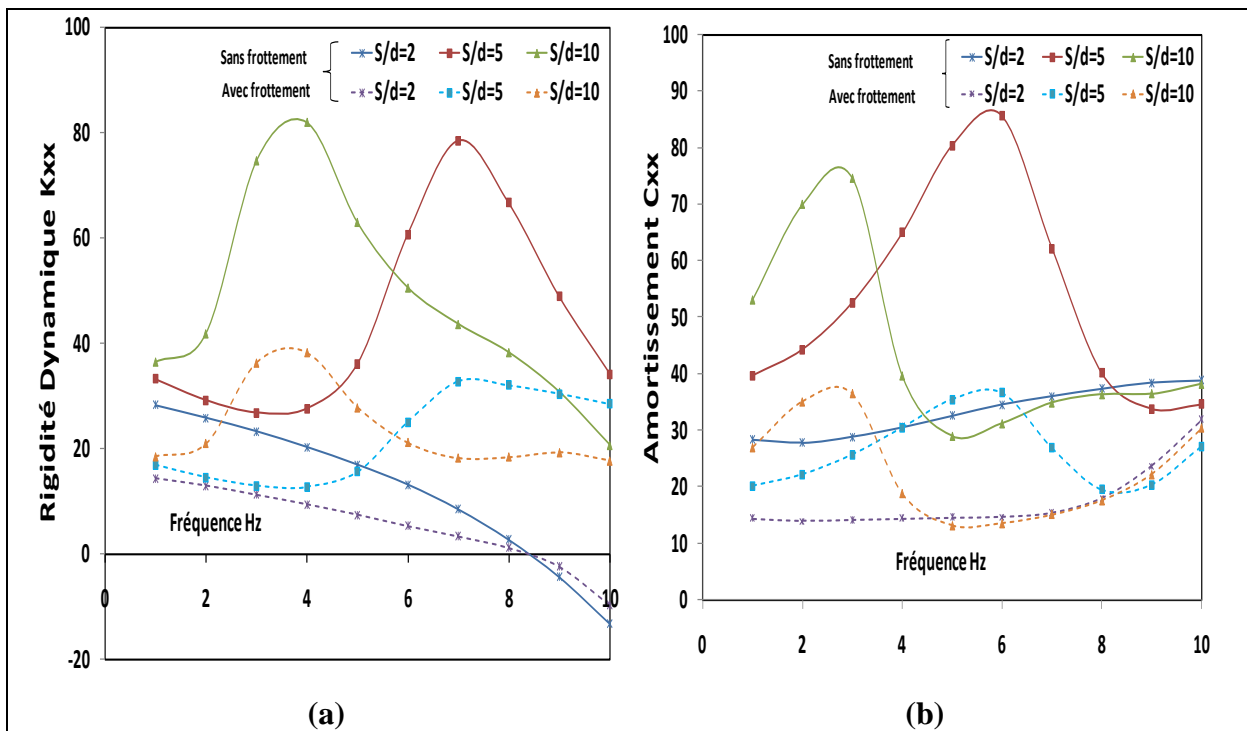
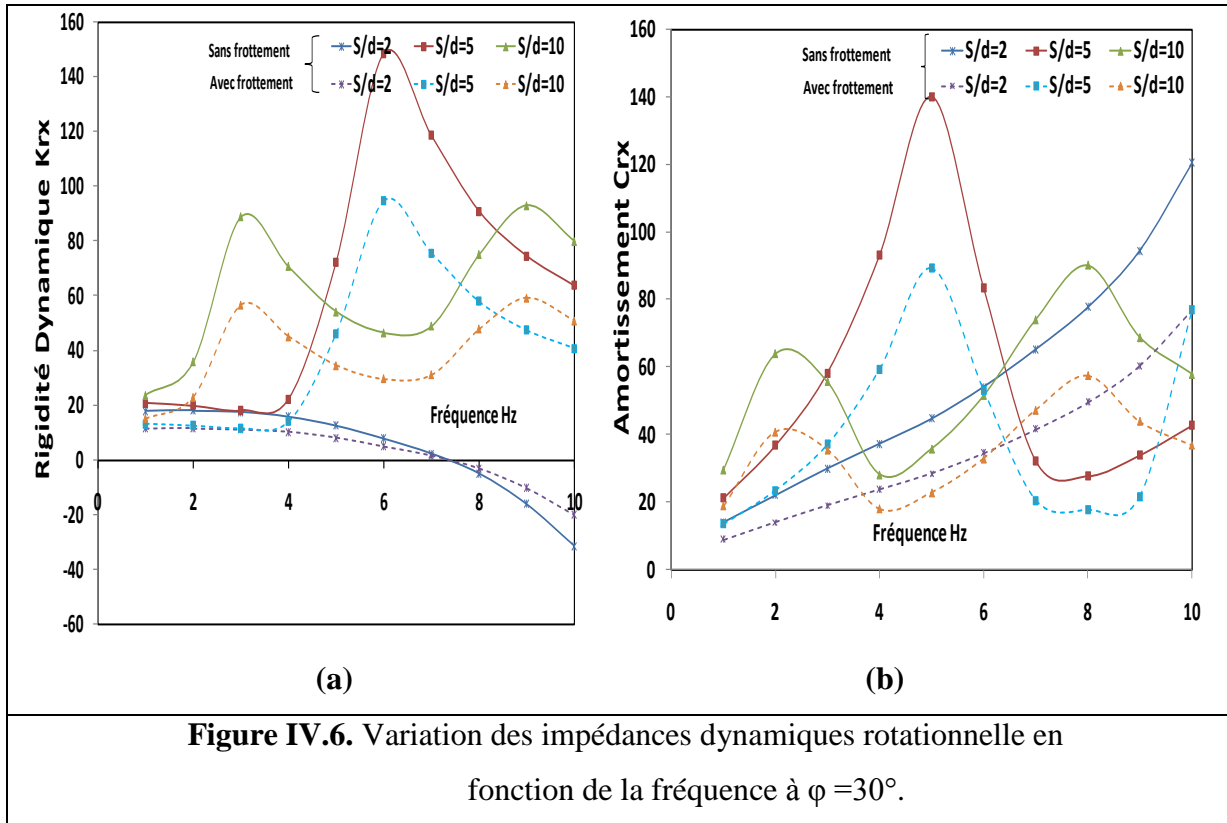
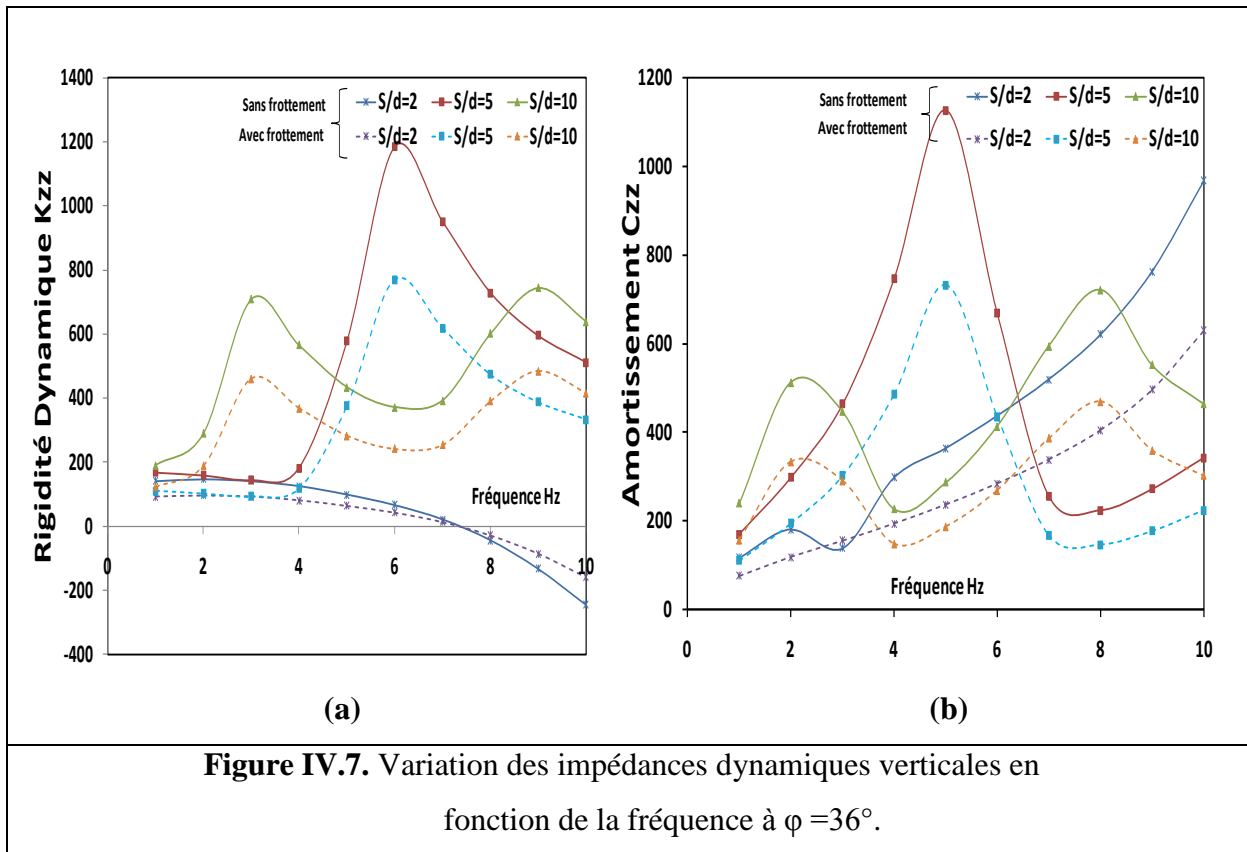


Figure IV.5. Variation des impédances dynamiques horizontales en fonction de la fréquence à $\phi = 30^\circ$.

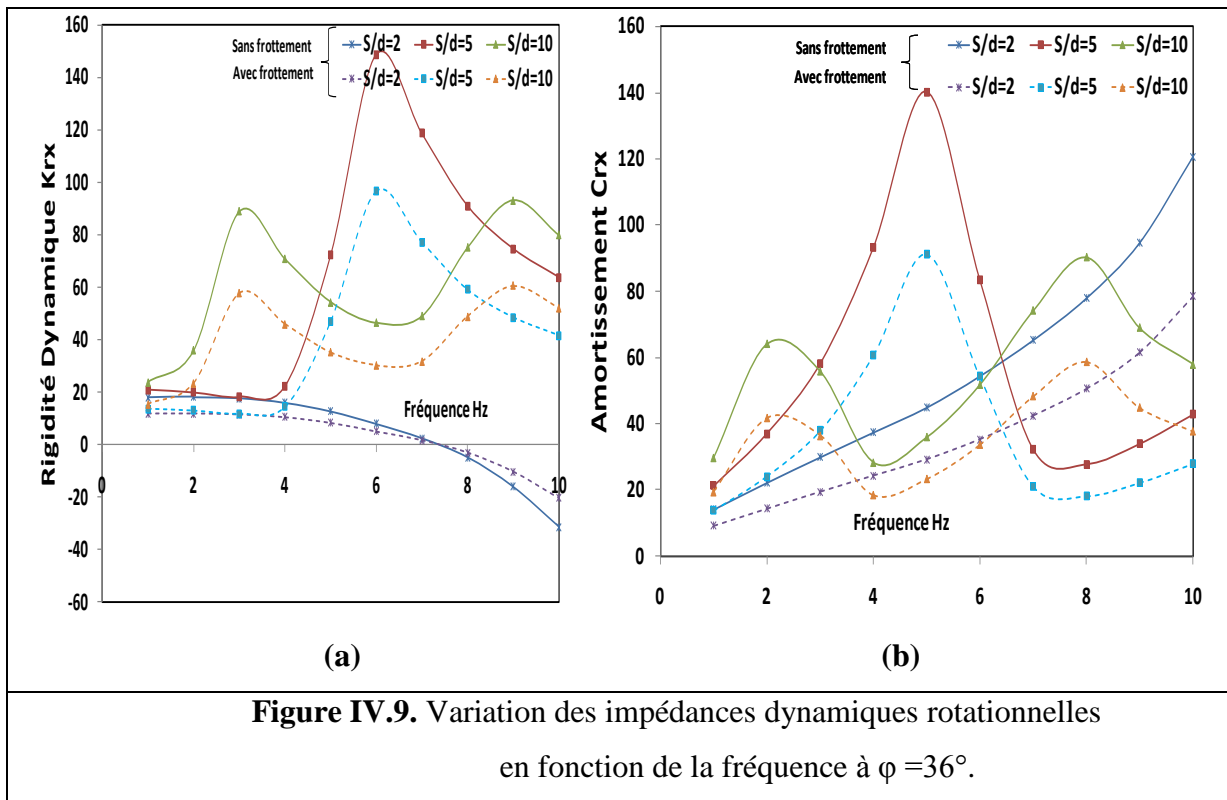
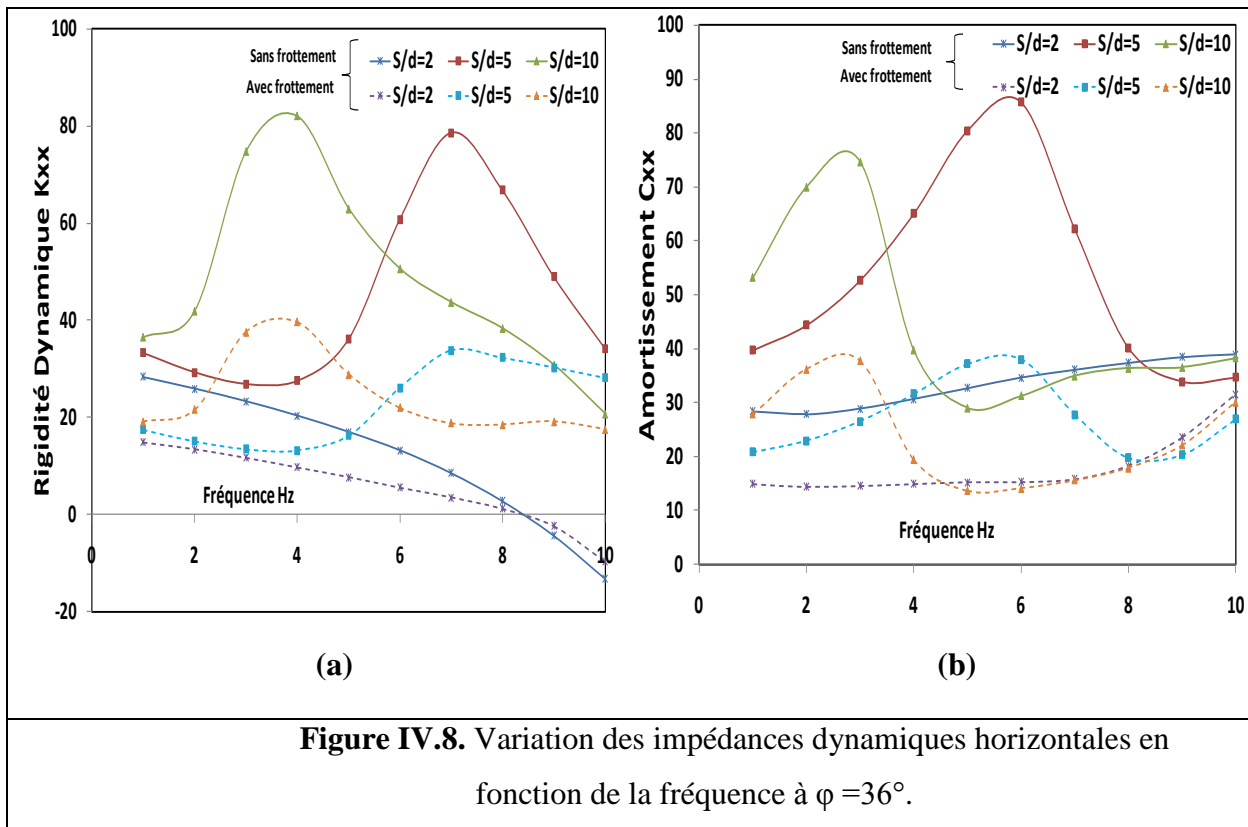
Chapitre 04 : Résultats et discussion



➤ Angle de frottement de 36° :



Chapitre 04 : Résultats et discussion



Chapitre 04 : Résultats et discussion

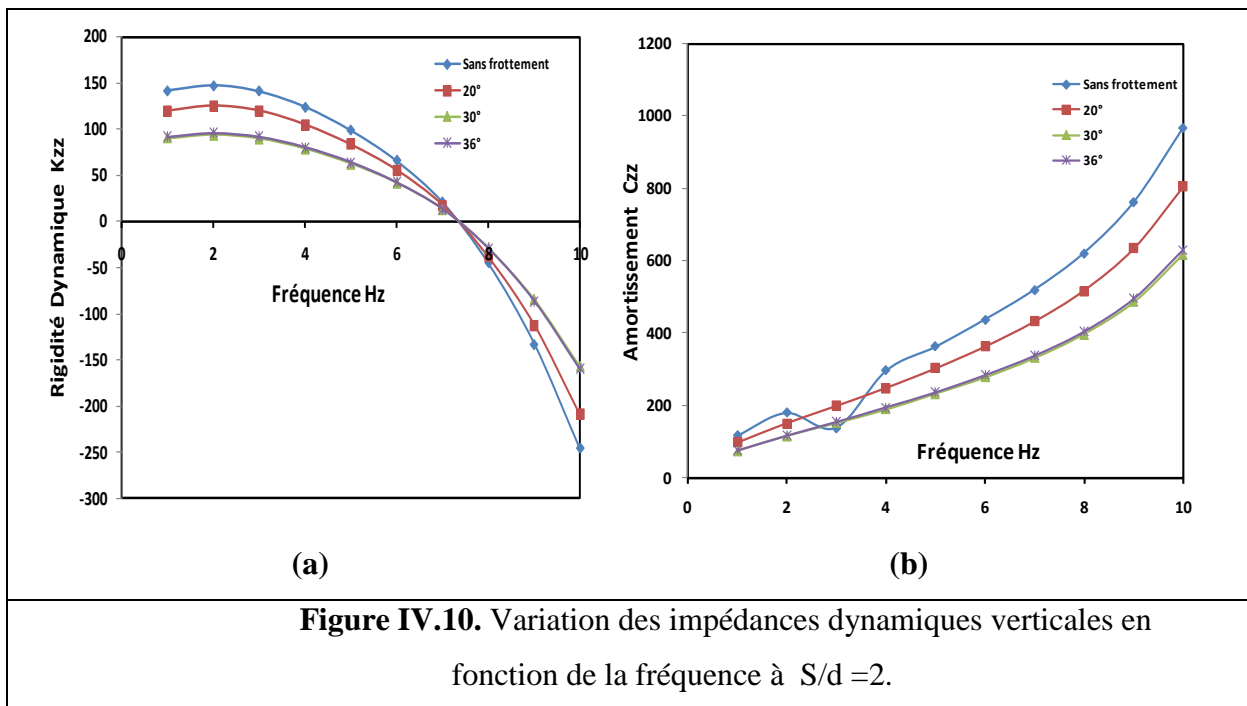
Les Figures VI.1. à IV.9. Présentent la variation de l'impédance dynamique verticale, horizontale et rotationnelle de la fondation profonde en fonction de la fréquence d'excitation et pour différentes rapport S/d et les deux cas avec frottement et sans frottement pour le groupe de pieux 2×2 . Les figures montrent que les fonctions impédance en termes de rigidité et d'amortissement sont fortement affectées par la distance entre axes des pieux. La rigidité et l'amortissement sont fortement atténués pour des distances inférieure ou égal à 2m avec frottement, et la valeur maximale est données pour $S/d=5$ sans frottement.

b) L'effet de frottement :

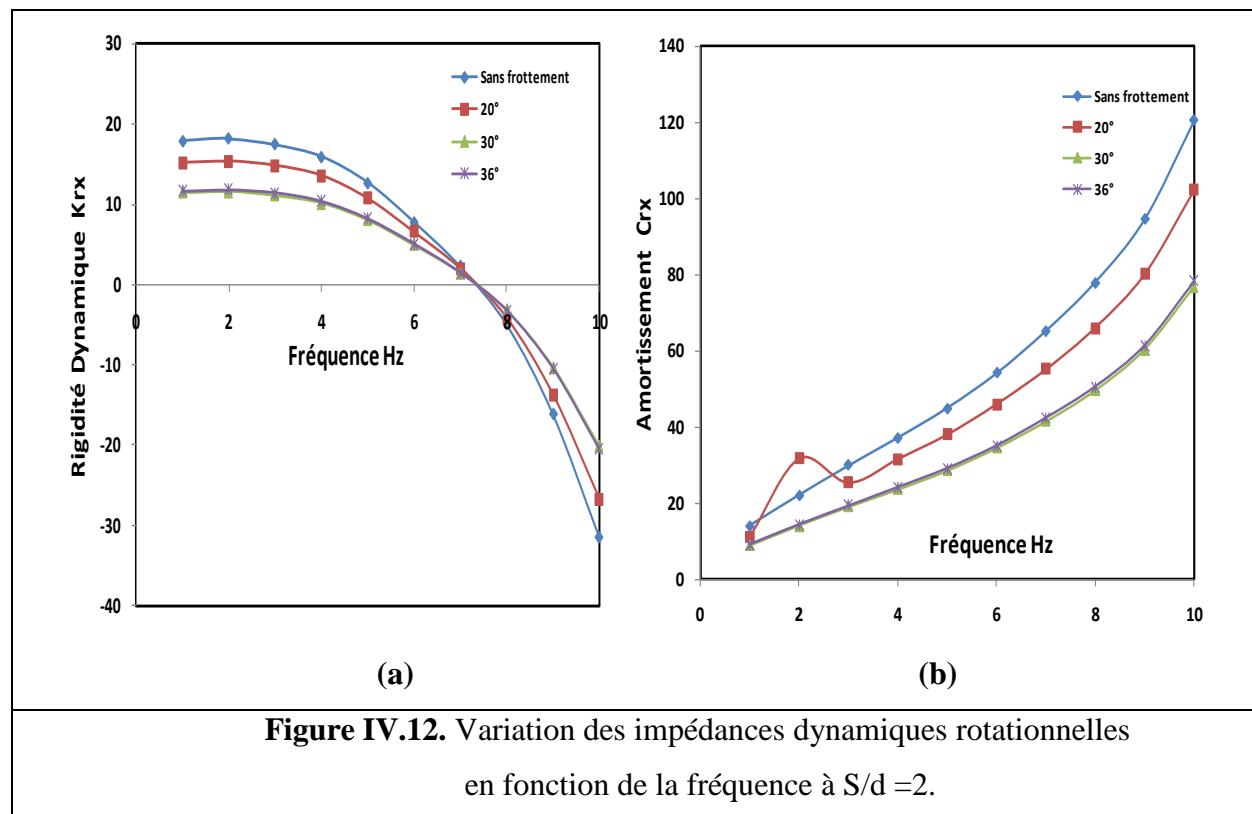
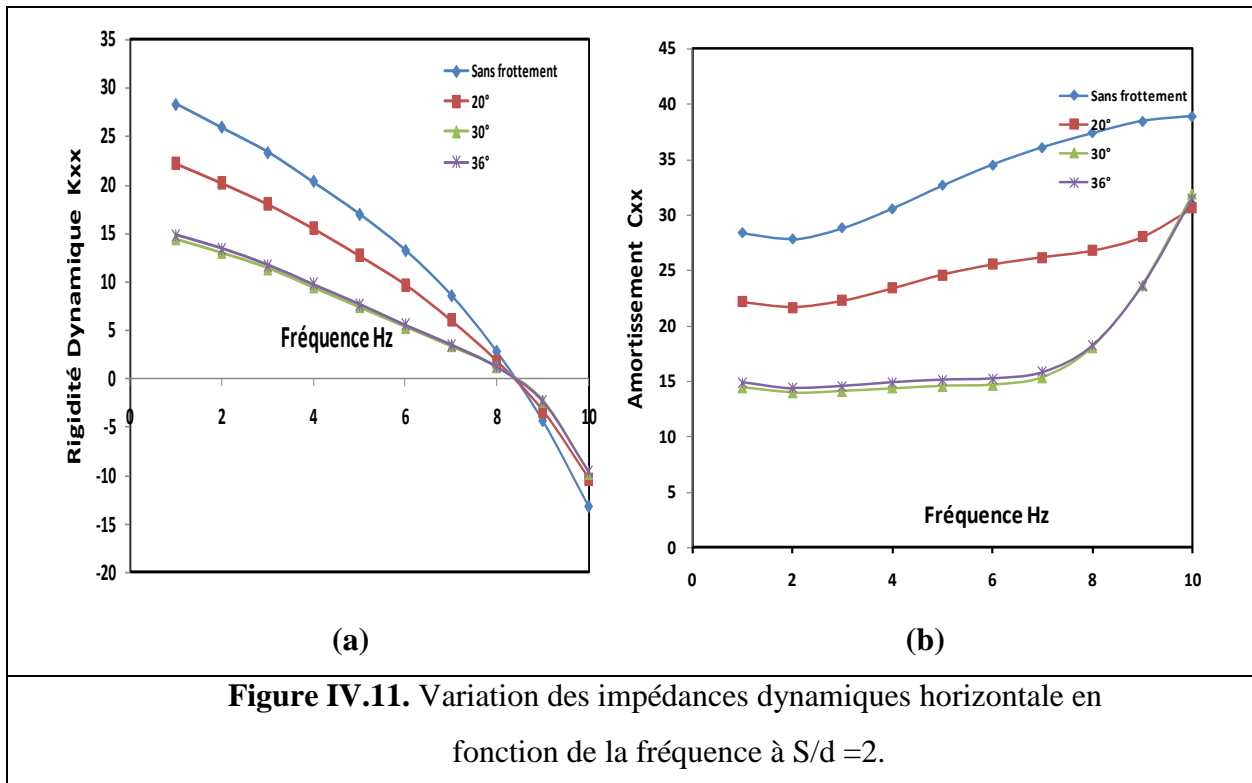
La couche de sol sur laquelle repose la fondation profonde influe d'une manière importante sur la réponse dynamique du système sol-pieu, de ce fait dans cette section d'étude en faisant varier l'angle de frottement entre le sol et le pieu ($0^\circ, 20^\circ, 30^\circ$ et 36°) en gardant les mêmes caractéristiques mécanique.

➤ Rapport $S/d=2$:

Maintenant on fixe la distance entre axes $S=1.2$ m, et en faisant varier l'angle de frottement ϕ , les fonctions d'impédance verticale sont présentées dans les figures ci-dessous :

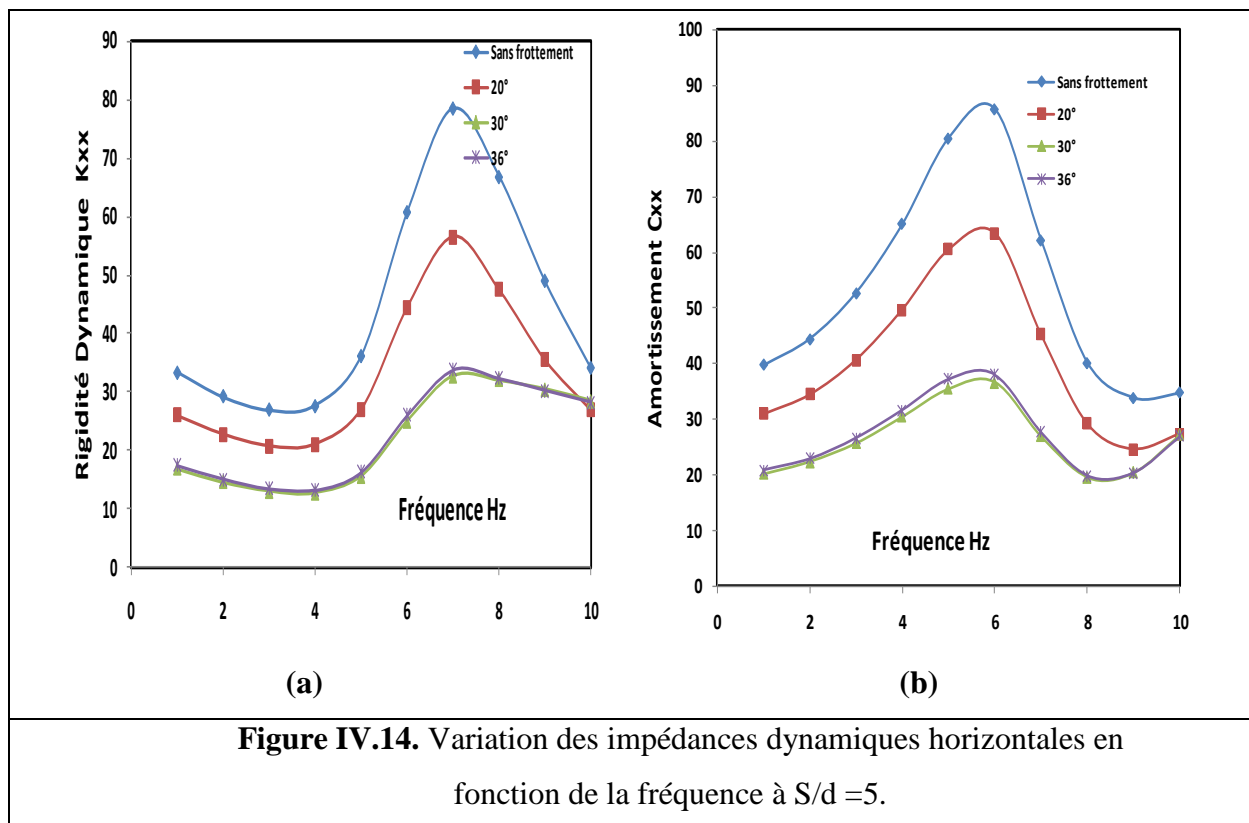
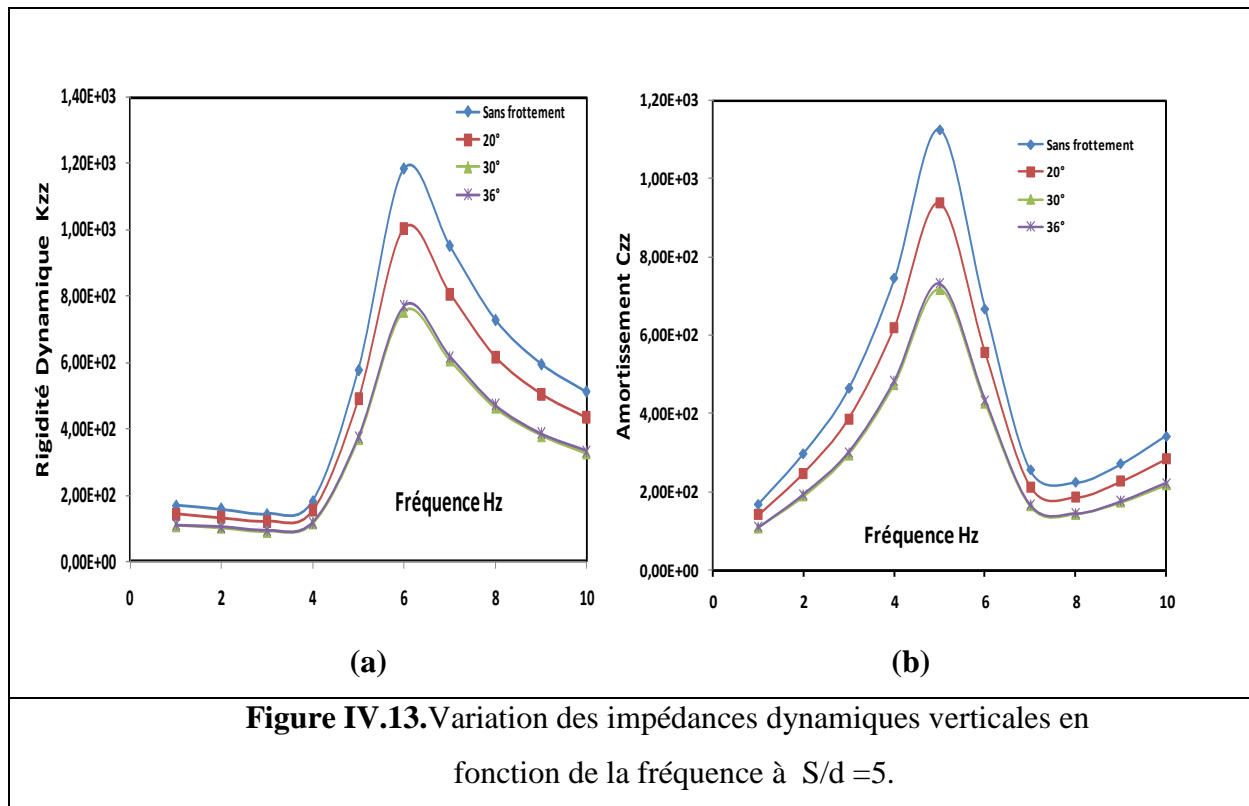


Chapitre 04 : Résultats et discussion

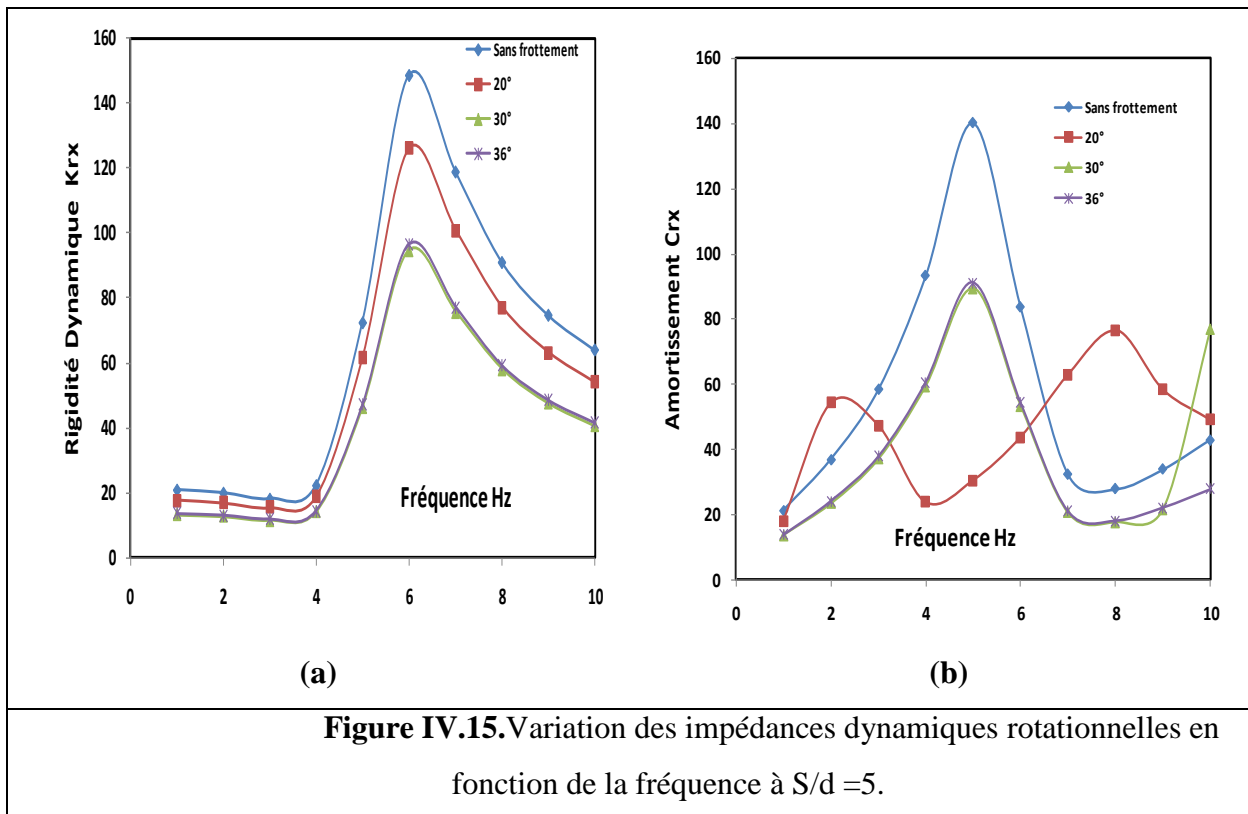


Chapitre 04 : Résultats et discussion

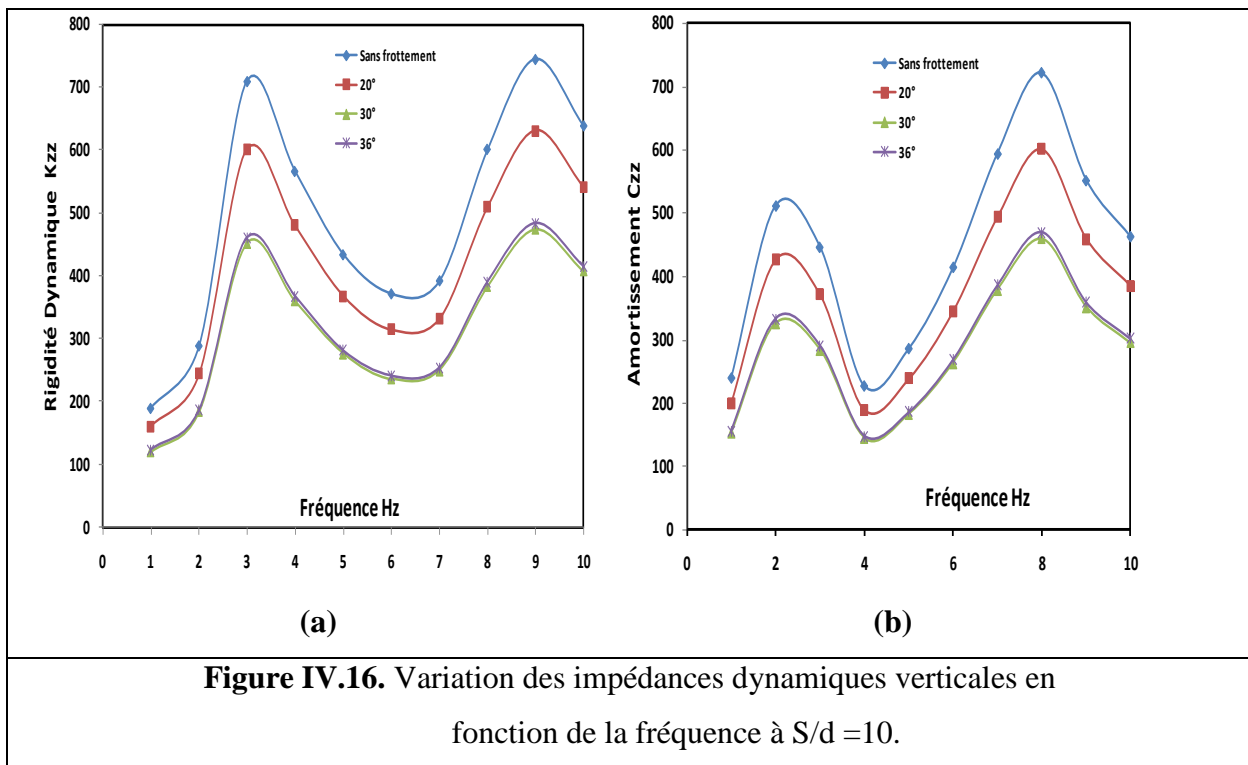
➤ Rapport $S/d=5$:



Chapitre 04 : Résultats et discussion



➤ **Rapport $S/d=10$:**



Chapitre 04 : Résultats et discussion

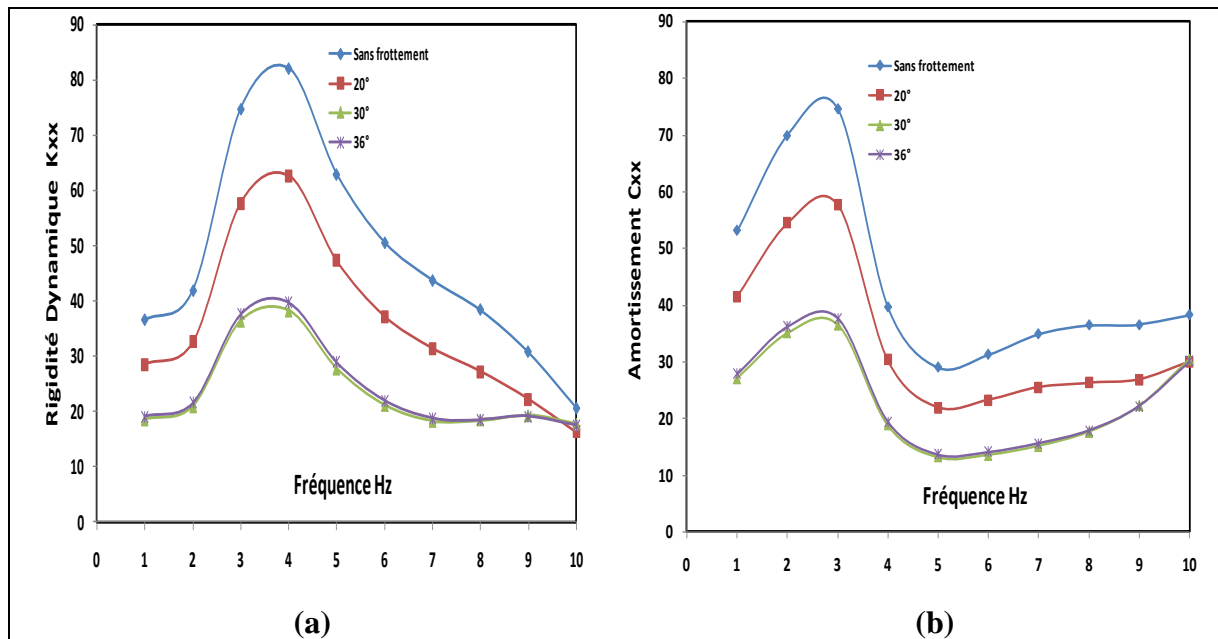


Figure IV.17. Variation des impédances dynamiques horizontales en fonction de la fréquence à $S/d = 10$.

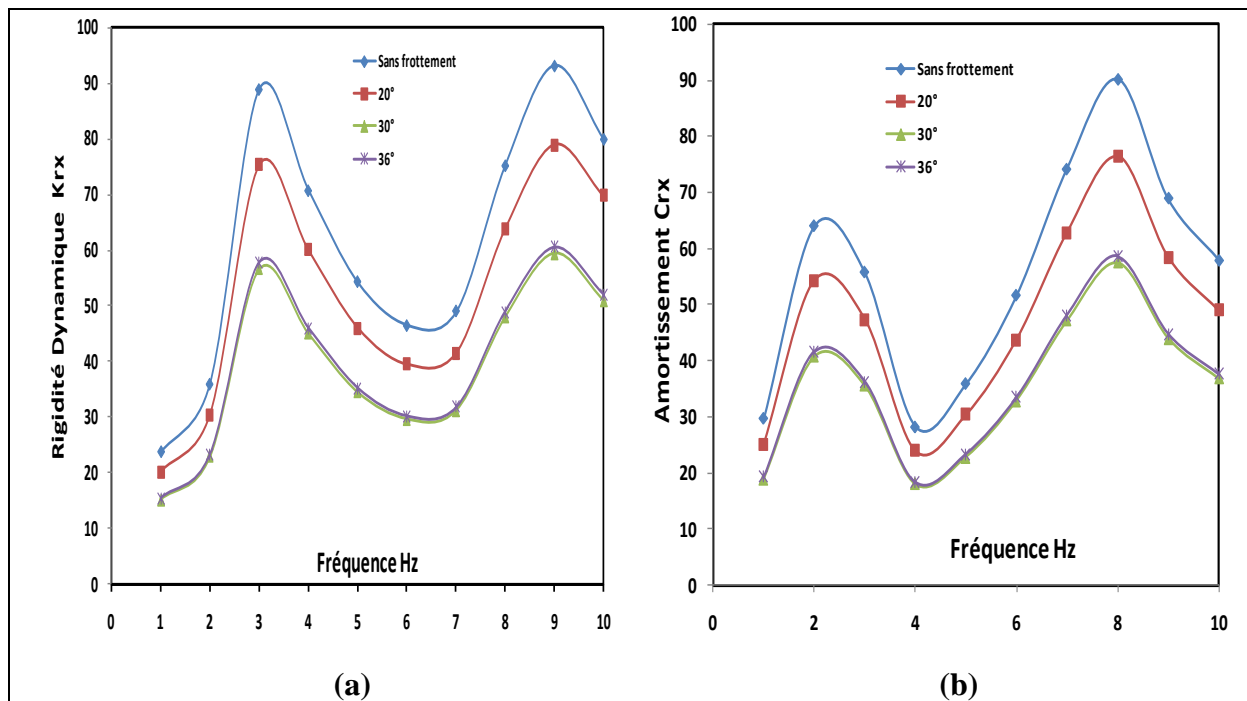


Figure IV.18. Variation des impédances dynamiques rotationnelles en fonction de la fréquence à $S/d = 10$.

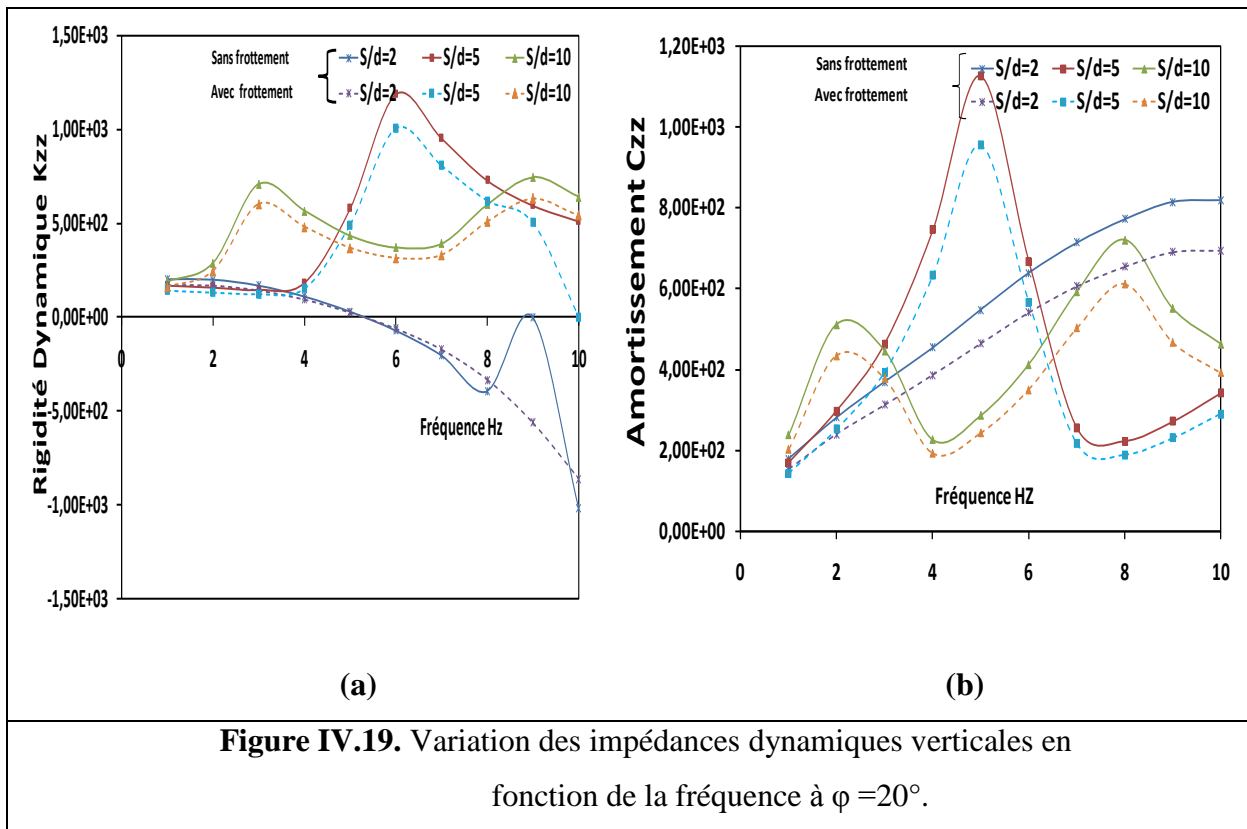
Chapitre 04 : Résultats et discussion

Les Figures IV.10. à IV.18. présentent la variation des impédances verticale, horizontale et rotationnelle en fonction de la fréquence d'excitation en partie réelle et amortissement pour différents angle de frottement à un rapport $S/d = 2, 5$ et 10 . Les résultats obtenus montrent l'importance de frottement entre le sol et le pieu et la proportionnalité des fonctions d'impédance avec l'angle de frottement, le changement des deux termes rigidité et amortissement sont plus remarquables avec l'augmentation des angles de frottements entre pieux et sol.

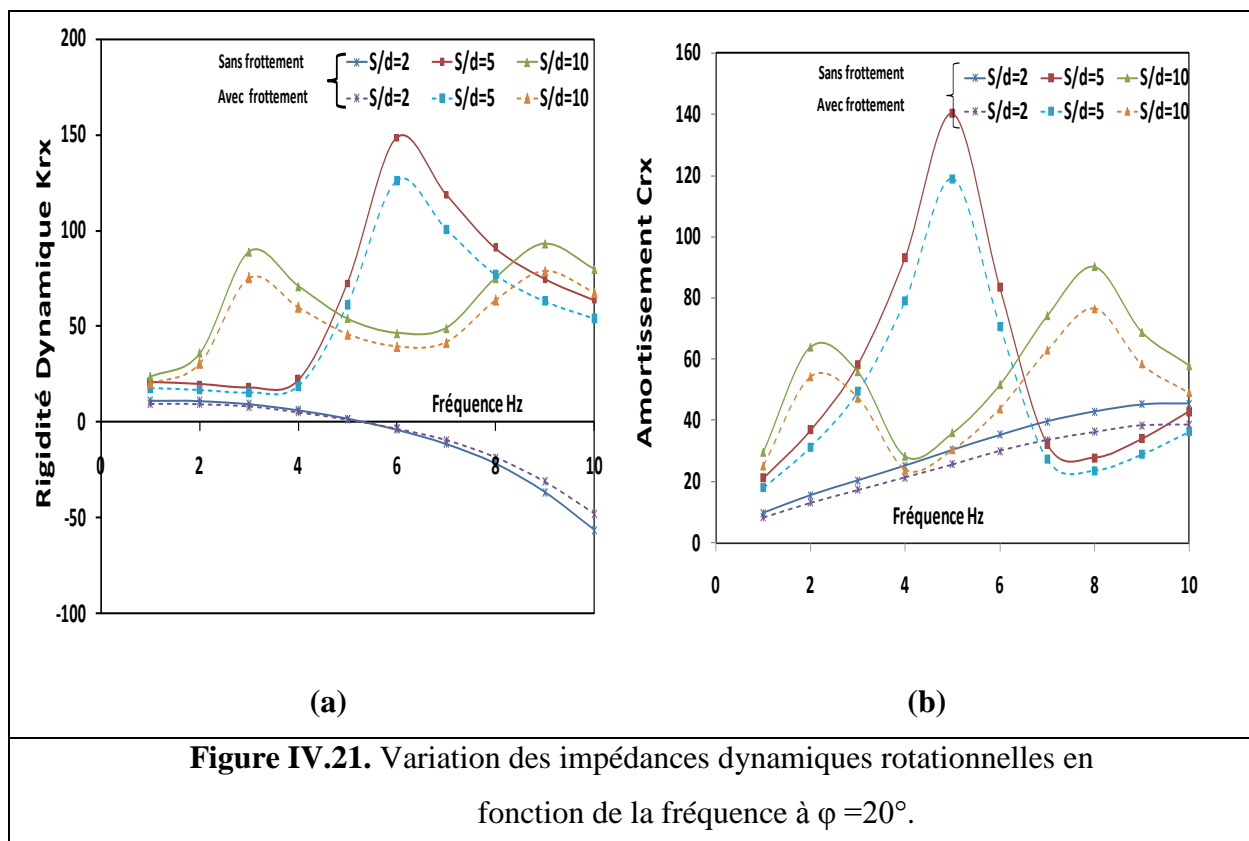
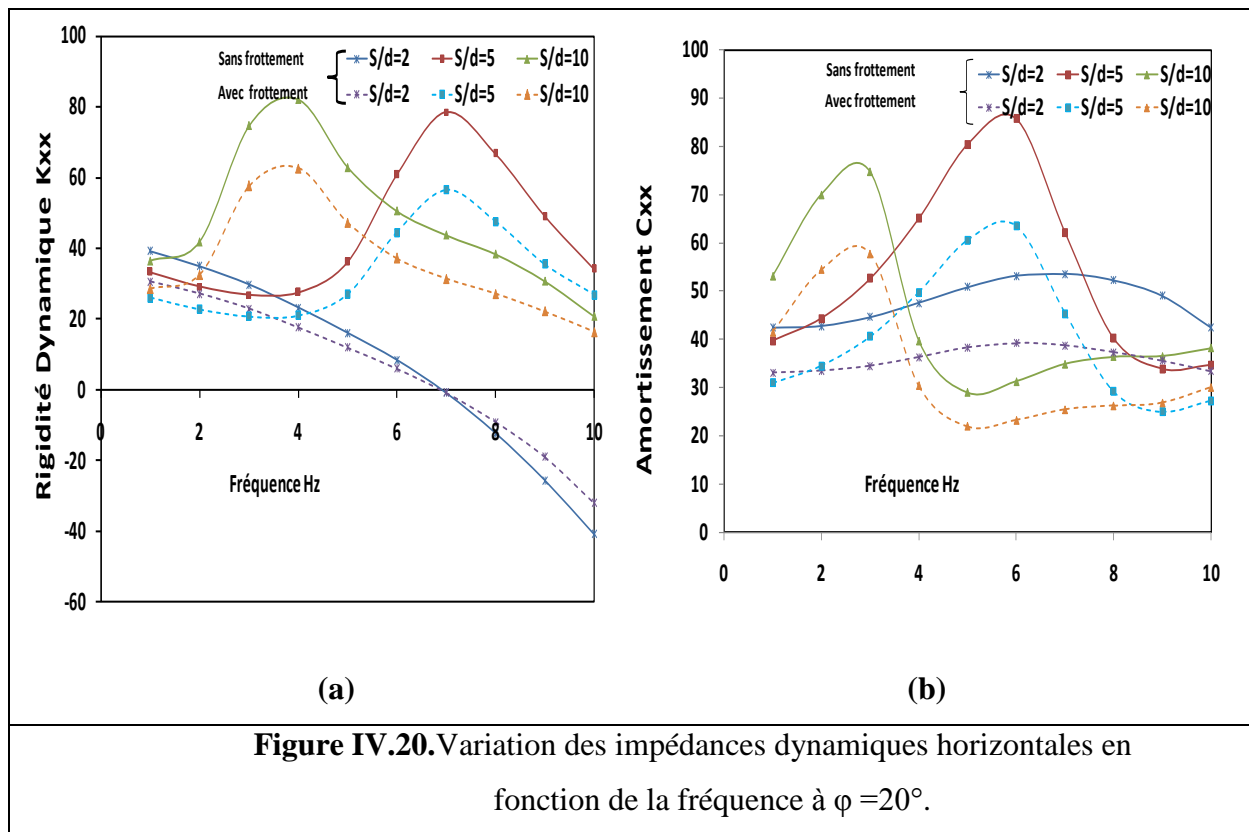
IV.2.2. Pour Neufs pieux :

a) L'effet de rapport S/d :

➤ angle de frottement de 20° :



Chapitre 04 : Résultats et discussion



Chapitre 04 : Résultats et discussion

➤ angle de frottement de 30° :

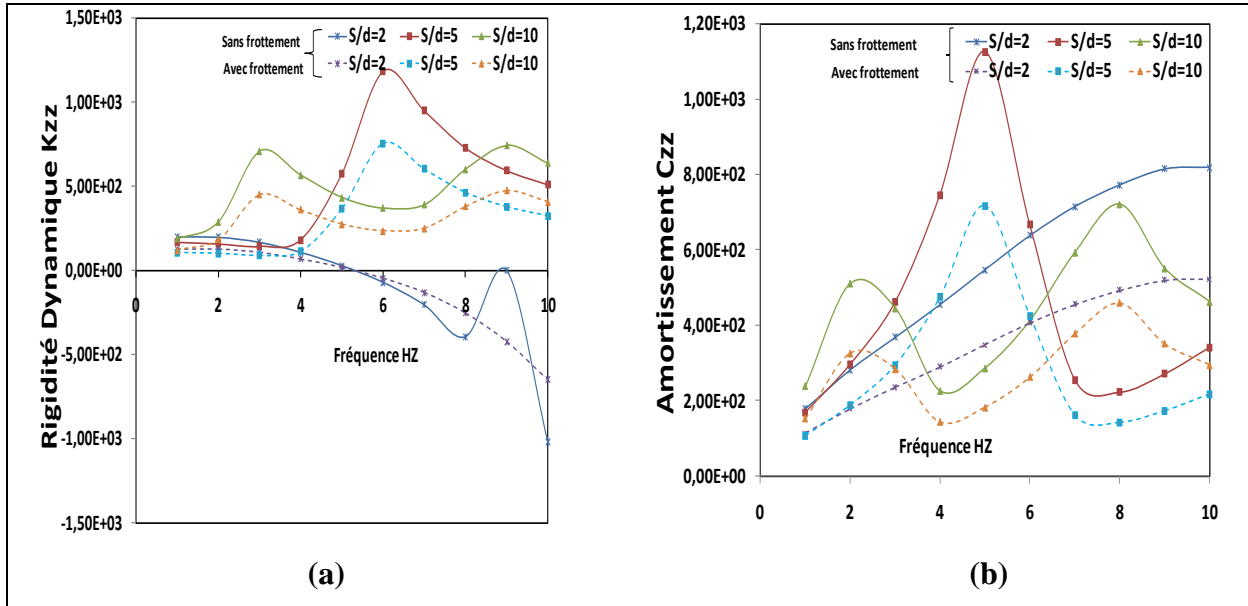


Figure IV.22. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la fréquence à $\phi = 30^\circ$.

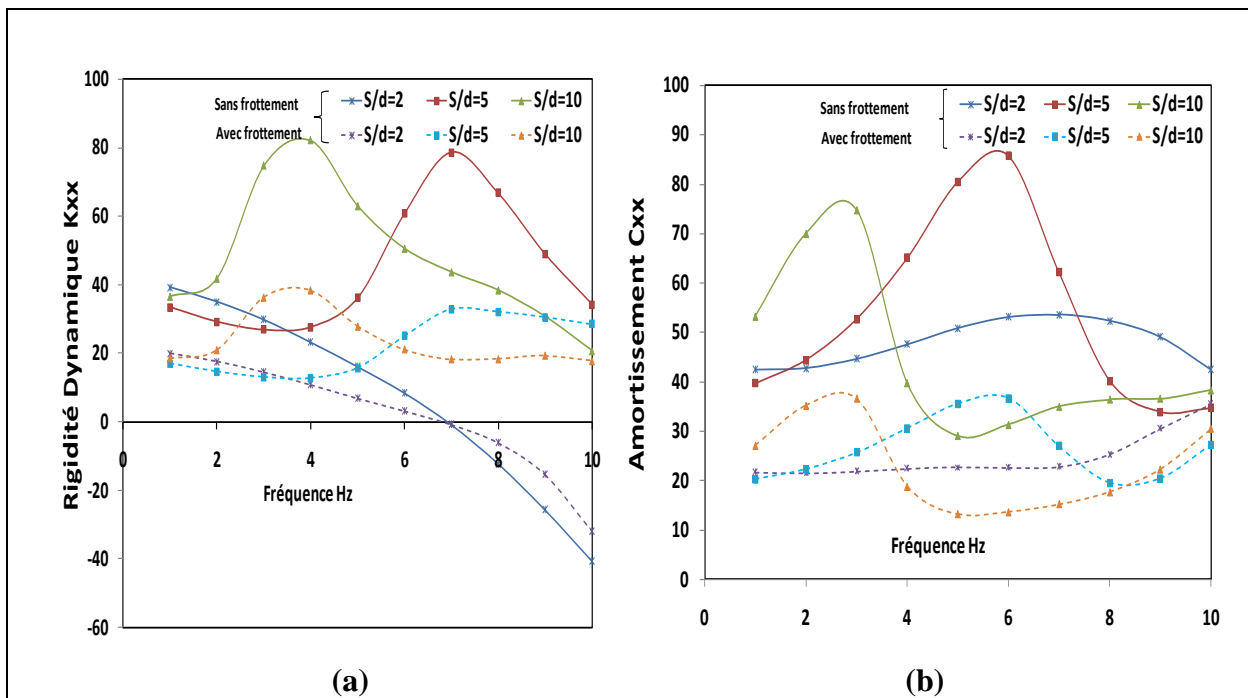
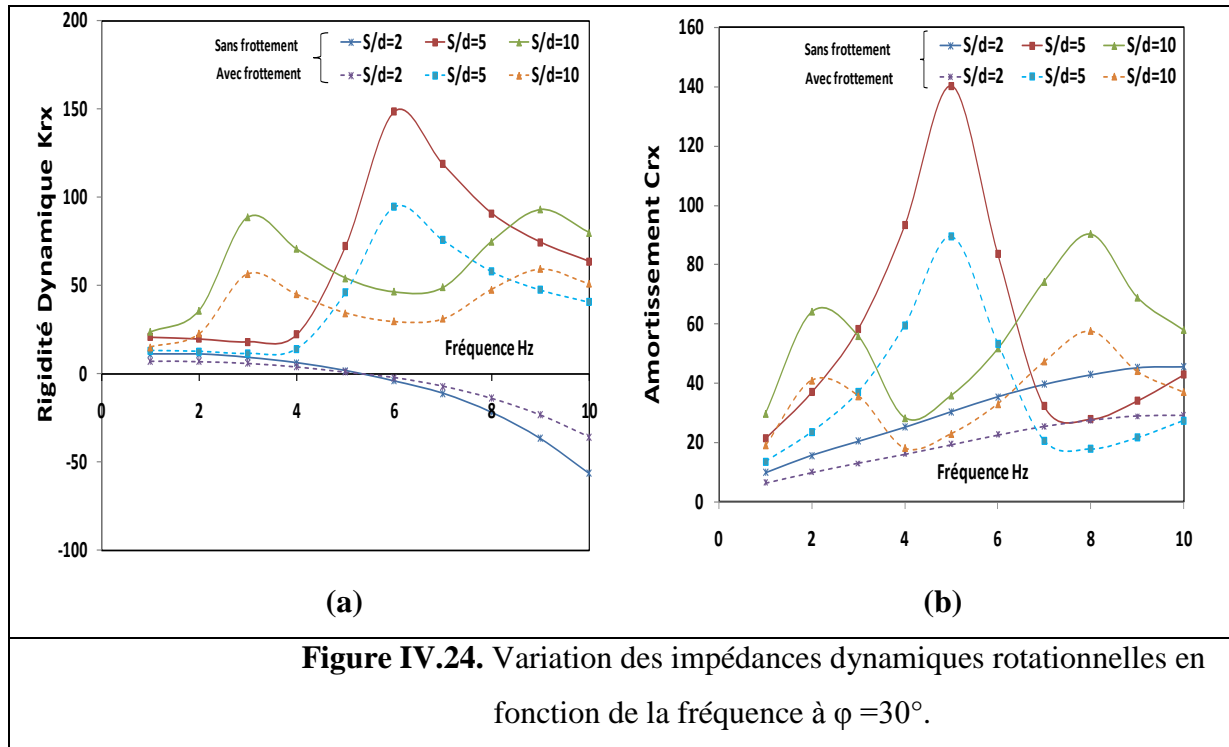
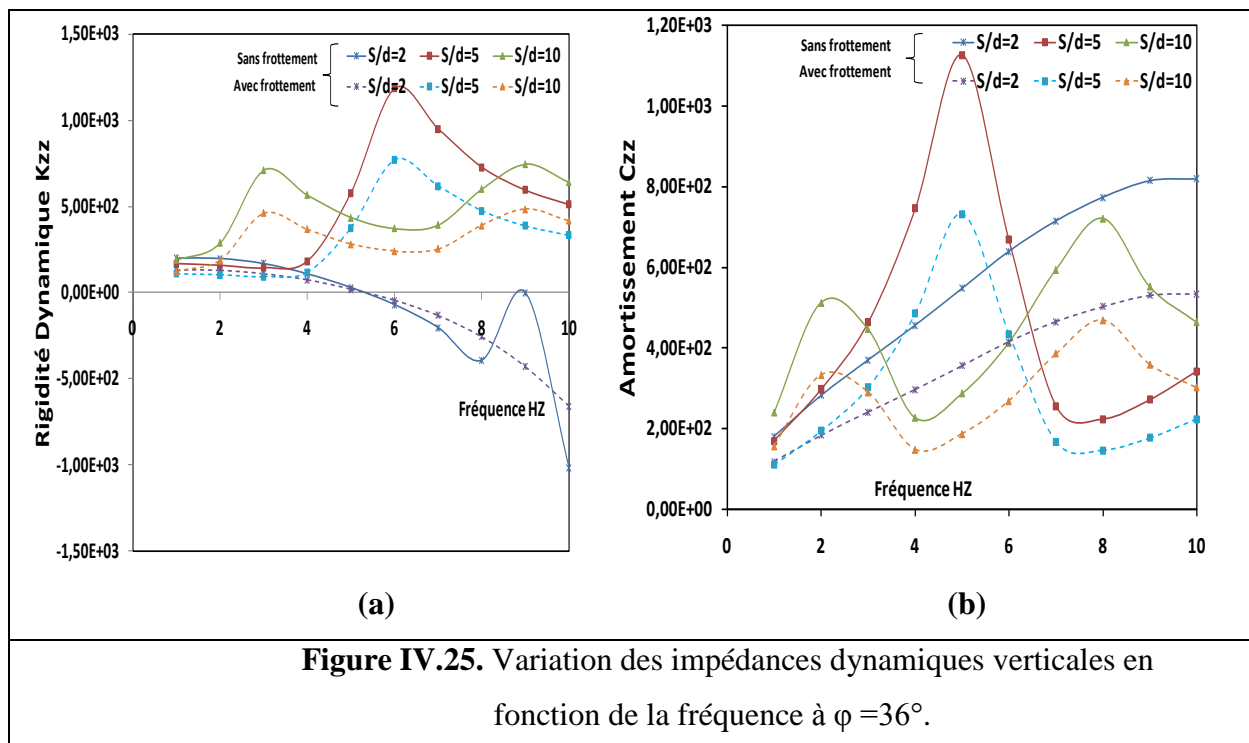


Figure IV.23. Variation des impédances dynamiques horizontales en fonction de la fréquence à $\phi = 30^\circ$.

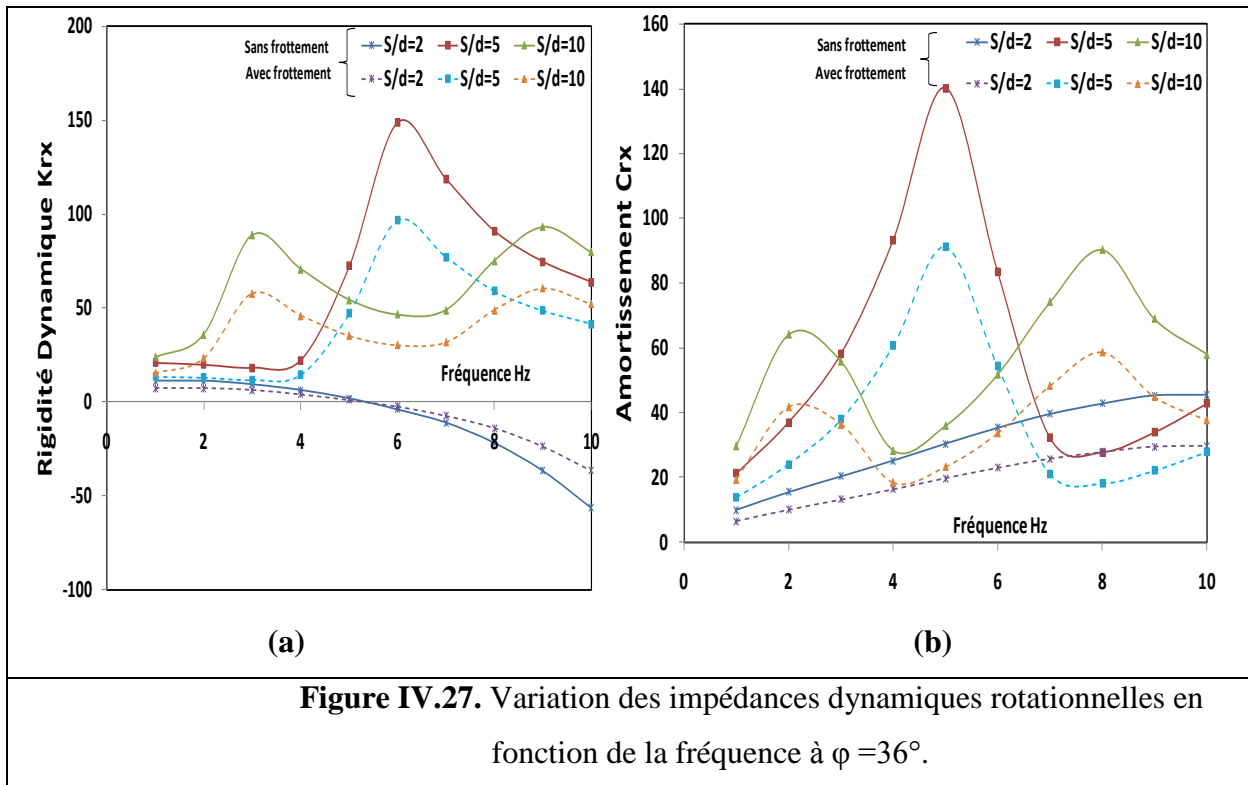
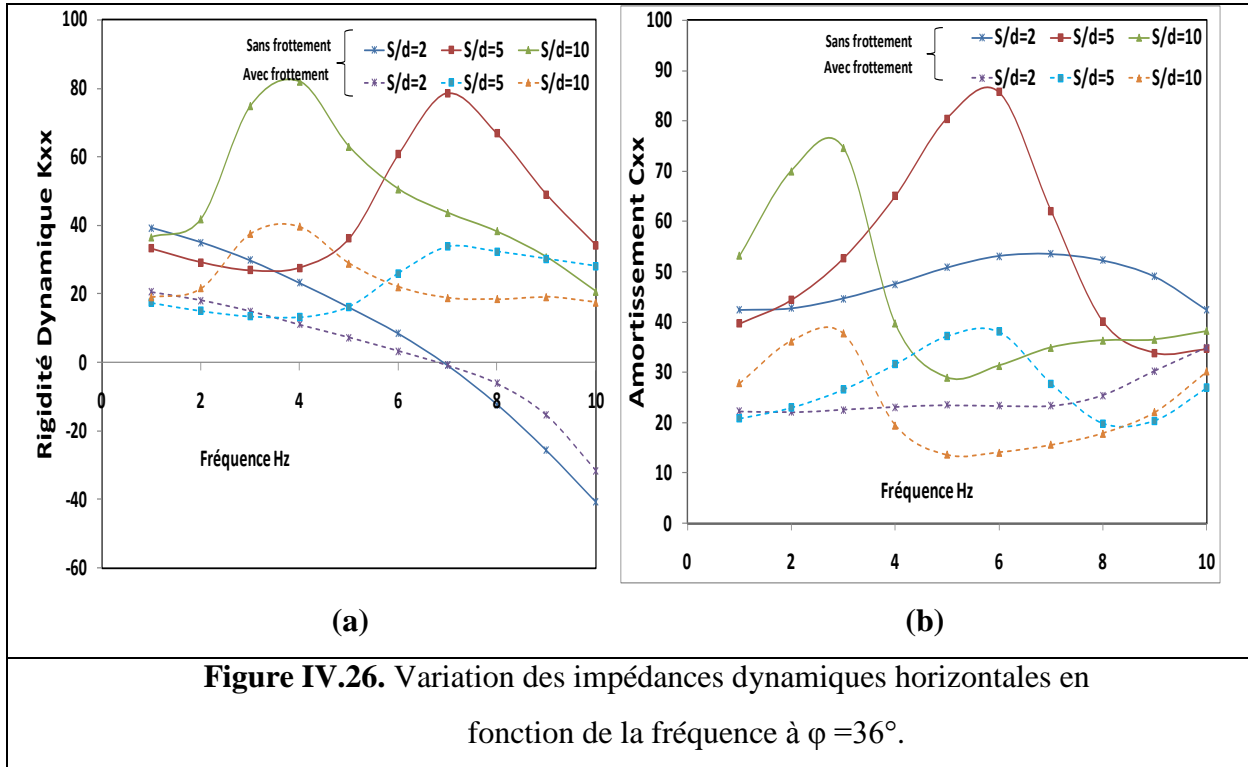
Chapitre 04 : Résultats et discussion



➤ Pour un angle de frottement de 36° :



Chapitre 04 : Résultats et discussion

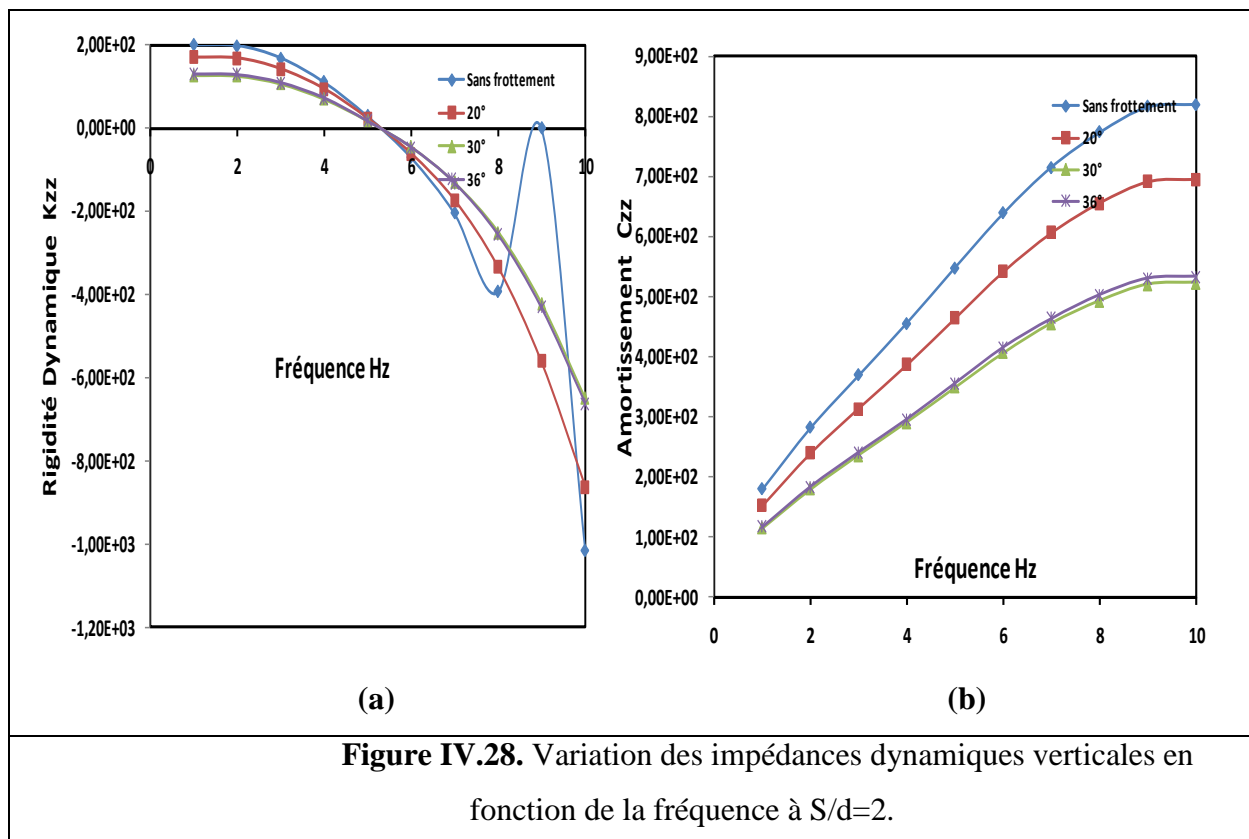


Chapitre 04 : Résultats et discussion

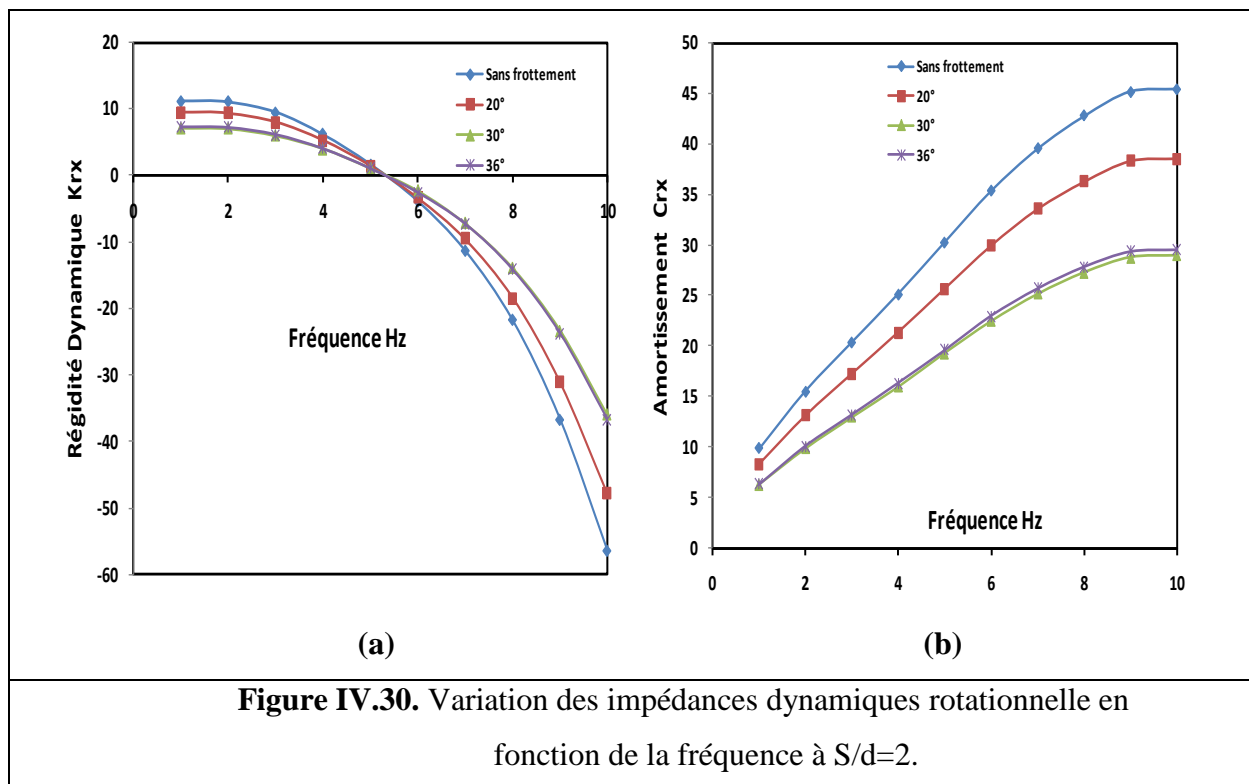
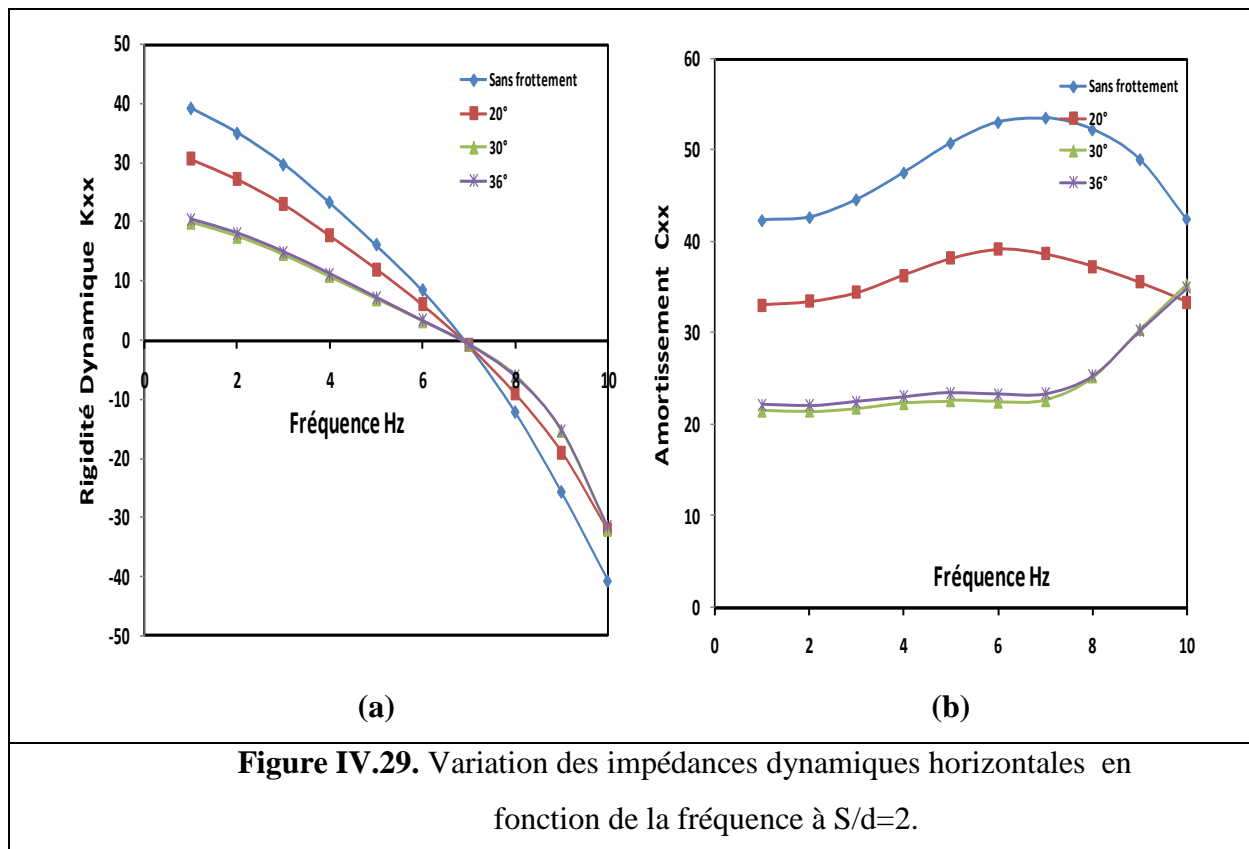
Les Figures IV.19. à IV.27. Présentent la variation de l'impédance dynamique verticale, horizontale et rotationnelle de la fondation profonde en fonction de la fréquence d'excitation et pour différents rapport S/d pour les deux cas avec frottement et sans frottement. Les figures montrent que les termes de rigidités et d'amortissement sont fortement atténués pour les rapports S/d relativement élevés et la fréquence devient de plus en plus basse.

➤ Effet d'angle de frottement :

Rapport $S/d=2$:

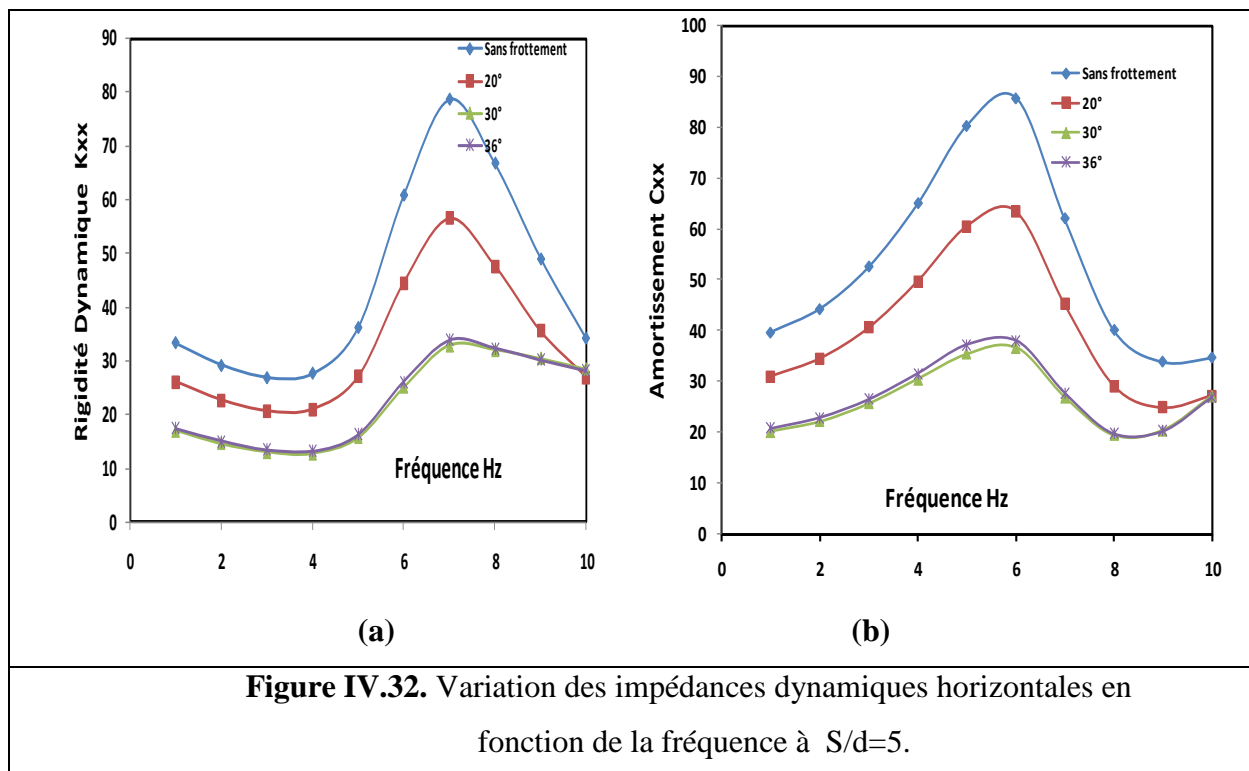
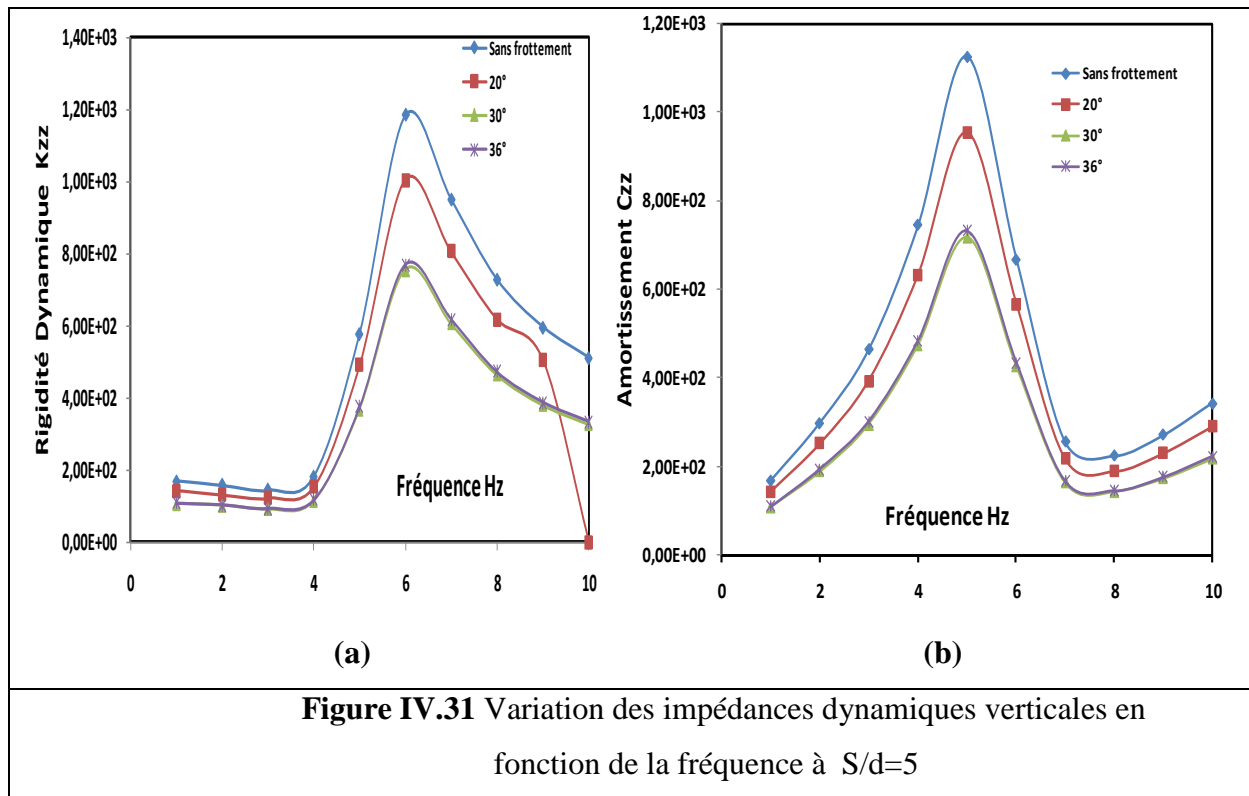


Chapitre 04 : Résultats et discussion



Chapitre 04 : Résultats et discussion

➤ Rapport $S/d=5$:



Chapitre 04 : Résultats et discussion

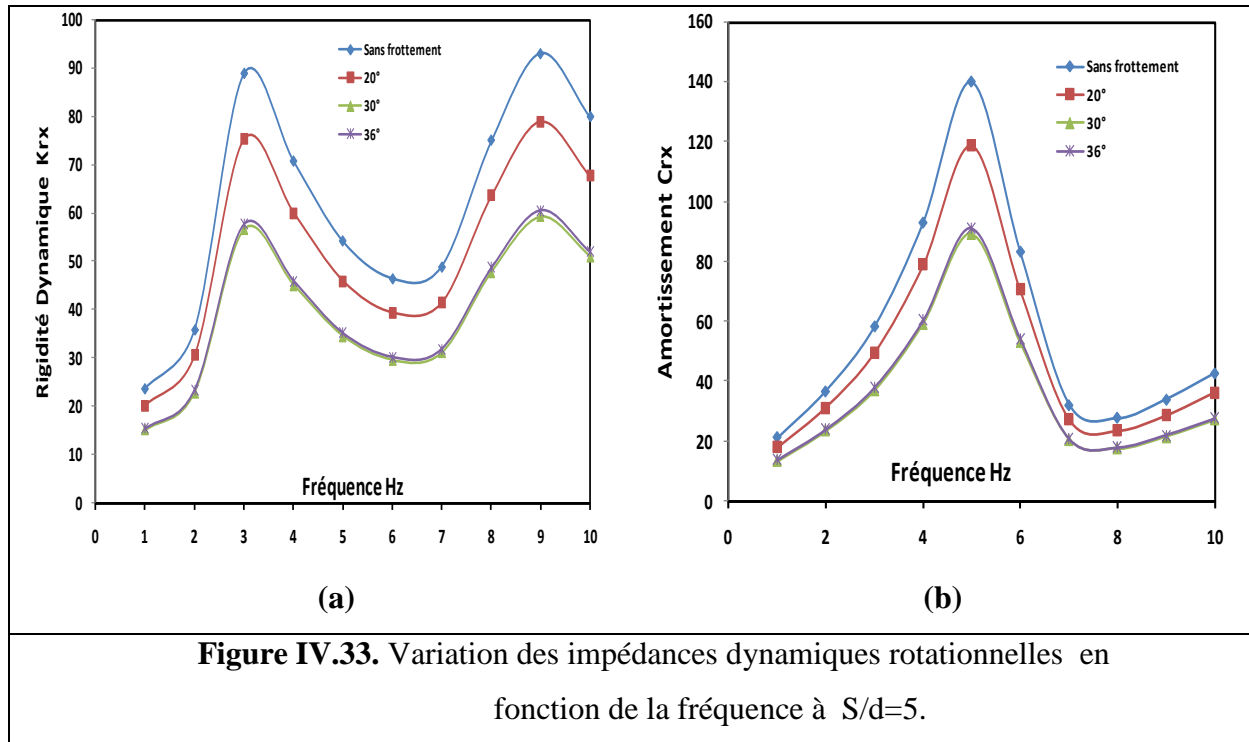


Figure IV.33. Variation des impédances dynamiques rotationnelles en fonction de la fréquence à $S/d=5$.

➤ Rapport $S/d=10$:

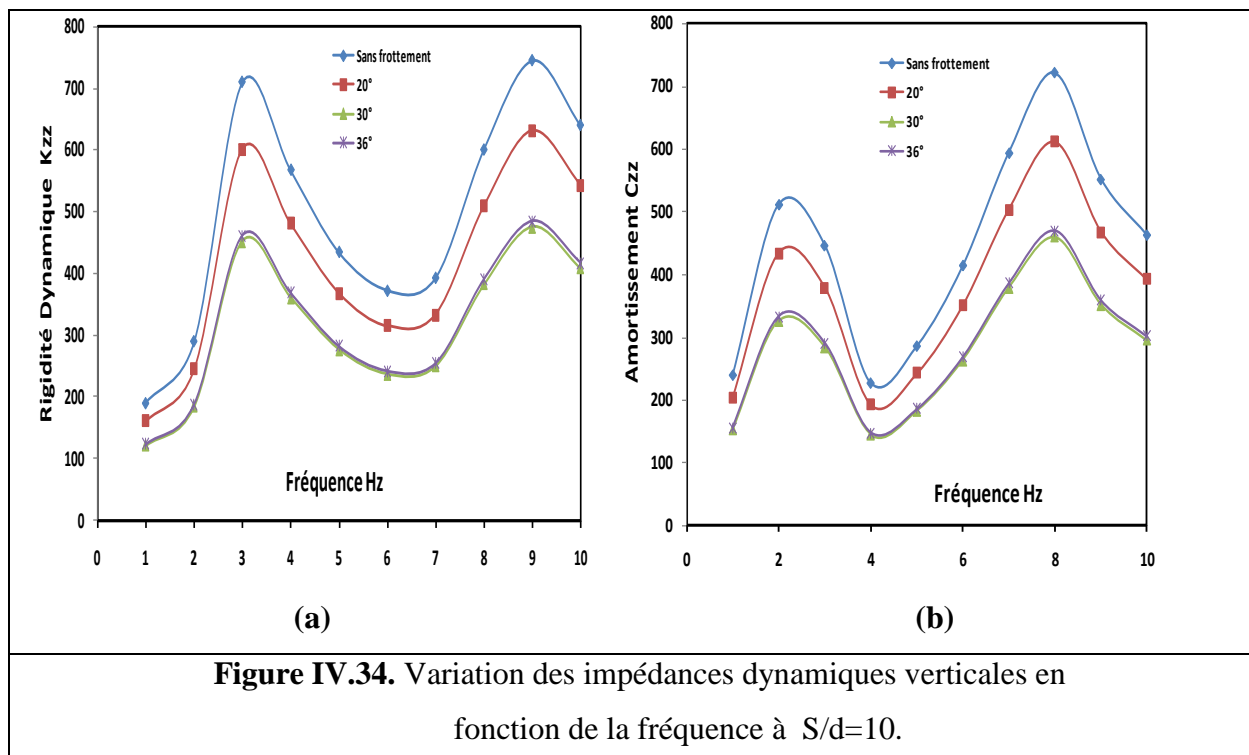


Figure IV.34. Variation des impédances dynamiques verticales en fonction de la fréquence à $S/d=10$.

Chapitre 04 : Résultats et discussion

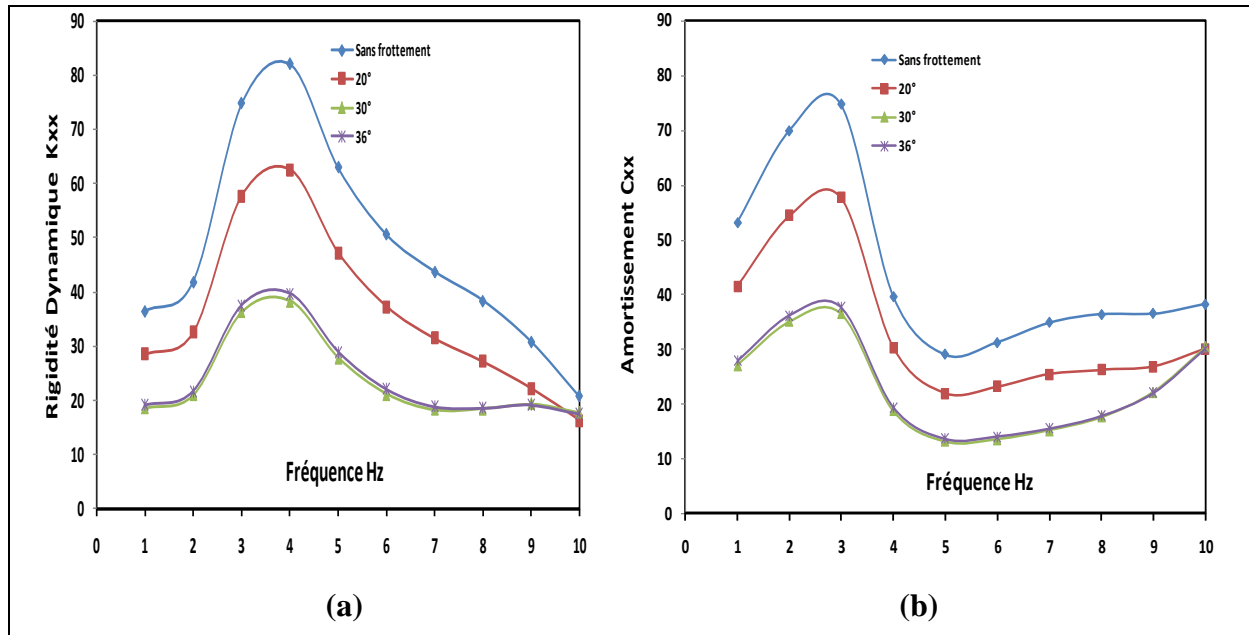


Figure IV.35. Variation des impédances dynamiques horizontales en fonction de la fréquence à $S/d=10$.

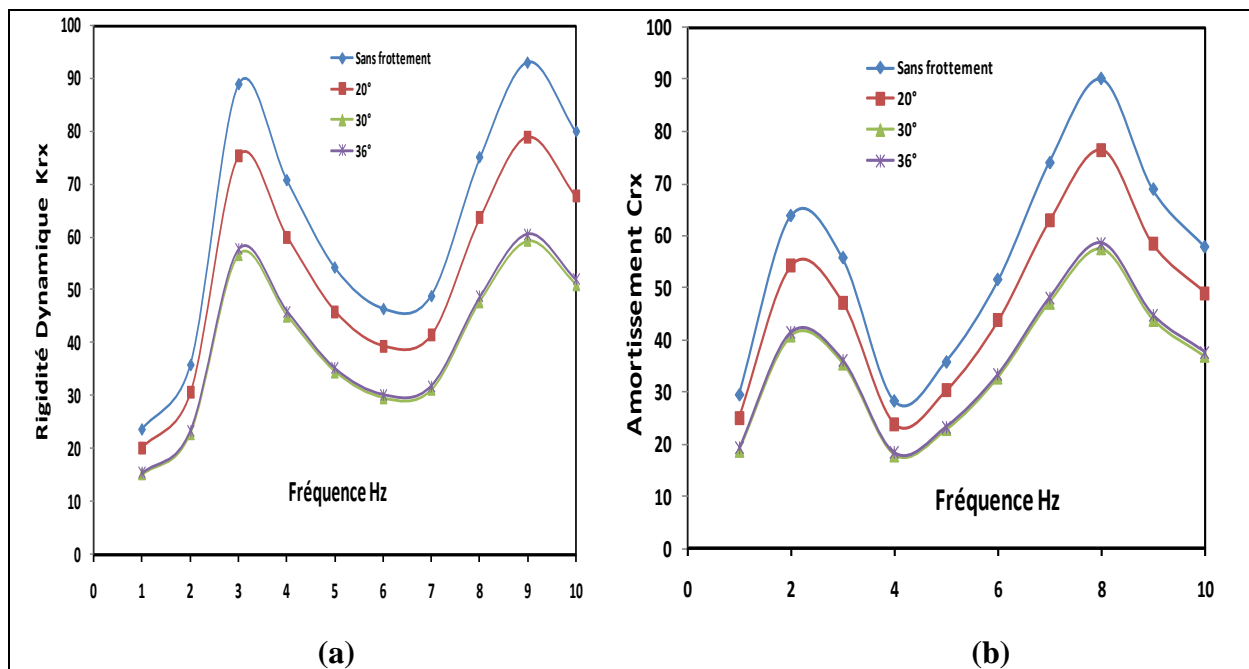


Figure IV.36 Variation des impédances dynamiques rotationnelles en fonction de la fréquence à $S/d=10$

Les Figures IV.28. à IV.36. Présentent la variation des impédances verticale, horizontale et rotationnelle en fonction de la fréquence d'excitation en partie réelle et amortissement pour différentes angle de frottement à le rapport $S/d = 2, 5$ et 10 . D'après les figures, on observe une fluctuation des impédances dynamiques avec l'augmentation de la fréquence d'excitation. De plus avec l'augmentation de la distance des pieux, la fluctuation augmente.

Les résultats obtenus montrent l'importance de frottement entre le sol et le pieu et la proportionnalité des fonctions d'impédance avec l'angle de frottement.

Comparaison :

Si on compare les résultats obtenus pour quatre pieux par rapport à ceux de neufs pieux, les impédances dynamiques sont faiblement affectées par le nombre des pieux, Les impédances dynamiques sont fortement atténuées et deviennent négative dans les hautes fréquences.

Les impédances dynamiques verticales, horizontales et rotationnelles sont fortement influencées par la variation de Rapport S/d et faiblement par le nombre de pieux, les figures 3.9 à 3.42 Montre que la fondation profonde devient plus rigide et plus amortie pour un rapport $S/d=5$ et sans frottement, ceci peut être provoqué par l'augmentation de la réaction sol-pieu.

IV.3. Interprétation générale :

D'après les figures, on conclut :

✓ les rigidités dynamiques (partie réelle des termes d'impédances) sont fortement atténuées pour des rapports S/d relativement élevés, principalement dans les hautes fréquences.

✓ les différents impédances dynamique verticale, horizontale ou en rotation sont influencés par la fréquence d'excitation, l'angle de frottement, les paramètres de pieux (section, la distance entre eux) et aussi le type des sollicitations dynamiques.

IV.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, ont été examinés les effets du frottement négatif dans un groupe des pieux, une méthode pour l'analyse de la réponse dynamique des groupes de pieux est présentée, l'analyse est formulée dans le domaine temporel et tient compte de l'interaction sol-pieu. On observe une bonne concordance entre les résultats de l'étude courante et ceux de l'analyse obtenus par DOBRY et GAZETAS.

Les effets des conditions aux limites, l'angle de frottement et des distances entre pieux sur les impédances d'un groupe de pieux ont été examinés par une étude paramétrée.

Les résultats des impédances dynamiques d'une fondation profonde (pieux) sont présentés, l'évolution de l'impédance dynamique verticale, horizontale et rotationnelle en fonction de la fréquence d'excitation a été présentée.



Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce mémoire de fin d'étude présente en détail la réponse dynamique des fondations sur groupe des pieux et les équations de base pour le calcul des fonctions impédances. Ce travail est une contribution à la compréhension de l'interaction sol-structure, indispensable pour la conception parasismique dans le domaine de génie civil. Nous nous sommes ainsi attachés à améliorer la connaissance du comportement d'un système de fondation profonde sous chargement dynamique latérale. Dans ce contexte, un modèle analytique basé sur les équations de l'élastodynamique a été développé pour le calcul des impédances dynamiques dans le domaine fréquentiel et temporel. L'interaction dynamique d'une fondation profonde cylindrique enfoncé dans un sol homogène soumise à différents types de charges harmoniques a été mise en oeuvre. La prise en compte de l'influence de l'interaction sol-pieu a été introduite à travers les raideurs de sol et l'angle d'interaction sol-pieu. Une solution analytique simple est développée pour calculer les impédances dynamiques de groupe de pieux 2×2 et 3×3 en tenant compte de l'interaction pieu-sol-pieu par le calcul des contraintes tangentielles.

La méthode induit quelques approximations physiques et prise en considération l'interférence des champs d'ondes cylindriques provenant de chaque pieu. Les oscillations axiales, latérales de groupes de pieux sont étudiées paramétriquement, les résultats sont présentés en termes de rigidité dynamique et d'amortissement de l'ensemble des groupes des pieux. La méthode proposée peut être facilement adaptée par les ingénieurs.

En conclusion, les résultats obtenus montrent que :

Les impédances dynamiques verticale, horizontale ou en rotation sont influencés par la fréquence d'excitation, l'angle de frottement, les paramètres de pieux (section, la distance entre axes ...) et aussi le type de sollicitation dynamique.

Les impédances dynamiques sont fortement affectées par le nombre des pieux ; la valeur des impédances dynamiques est augmentée par l'augmentation de nombre de pieux

Les impédances dynamiques verticales, horizontales et de rotation sont fortement influencées par la variation de Rapport S/d et la fréquence d'excitation, les résultats obtenus montrent que la fondation profonde devient plus rigide et plus amortie pour un rapport $S/d=5$ et sans frottement, ceci peut être provoqué par l'augmentation de la réaction sol-pieu.

Conclusion générale

Les rigidités dynamiques (partie réelle des termes d'impédances) sont maximales pour des rapports S/d relativement élevés, principalement dans les hautes fréquences.

L'angle d'interaction affecte les fonctions impédances d'une manière très significative, l'augmentation de la rigidité et de l'amortissement de groupe de pieux est inversement proportionnelle à l'augmentation de l'angle d'interaction.

References

1. Boufarh R «Contribution à l'étude du frottement négatif dans les pieux, modélisation numérique», [Mémoire de master, université de Tébessa, 2010].
2. Hassini I «Evaluation des tassements pour une fondation profonde», [Mémoire de master, université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2016].
3. Djonit A «Interaction sol-structure, influence de la profondeur et des types des ponts (cas d'un pile de pont)», [Mémoire de Master, université de Mohamed Boudif-M'sila, 2016].
4. Makris N, Gazetas G «Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II : Lateral and seismic response», Department of Civil Engineering, 212 Ketter Hull, Stole University of New York at Buffalo, NY 14260, U.S.A..
5. Dobry R, Gazetas G «Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups», Geotechnique 38, No. 4, 557-574, 1988.
6. Zhang X «Modélisation physique et numérique des interactions sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses», Université de Grenoble, 2011.
7. Verruijt A «Soil dynamic», Delft University of Technology 1994, 2008.
8. Makris N, Gazetas G «Phase wave velocities and displacement phase differences in a harmonically oscillating pile», Department of Civil Engineering State University of New York at Buffalo, New York 14260, 1991.
9. Novak M «Dynamic stiffness and damping of piles», Faculty of Engineering Science, University of Western Ontario, London, Ontario N6A 3K7, 1974.
10. Pasquet S «Apport des méthodes sismiques à l'hydrogéophysique : importance du rapport V_p/V_s et contribution des ondes de surface», Université Pierre et Marie Curie - Paris VI, 2014.
11. Messioud S, Dias D, Okyay U.S, Sbartai B «Impédances dynamiques de fondations sur groupe de pieux», Université de Génie Civil, Tlemcen, 29 au 31 Mai 2011.
12. Boufroua A, Souadek L «Analyse de la réponse dynamique des fondations par la méthode des éléments finis et la méthode des cônes ».
13. Messioud S, Sbartai B, Okyay U.S, Dias D «Dynamic response of pile reinforced and piled foundations », Geotech Geol Eng 2016.
14. <https://pastel.archives-ouvertes.fr/tel-01127311/document>
15. <https://bu.umc.edu.dz/theses/gcivil/NOU6740.pdf>

Annexe

Annexe

Annexe A

A. La méthode des éléments finis :

A.1. Modèle mathématique ou numérique du problème physique:

Nous partons d'un problème physique, le cadre précis de l'étude est défini par les hypothèses simplificatrices qui permettent de définir un modèle mathématique.

La difficulté pour l'ingénieur est de savoir choisir parmi les lois de la physique celles dont les équations traduiront avec la précision voulue la réalité du problème physique. Un bon choix doit donner une réponse acceptable pour des efforts de mise en œuvre non prohibitifs. Les différentes étapes d'analyse d'un problème physique s'organisent suivant le processus schématisé par la figure suivante :

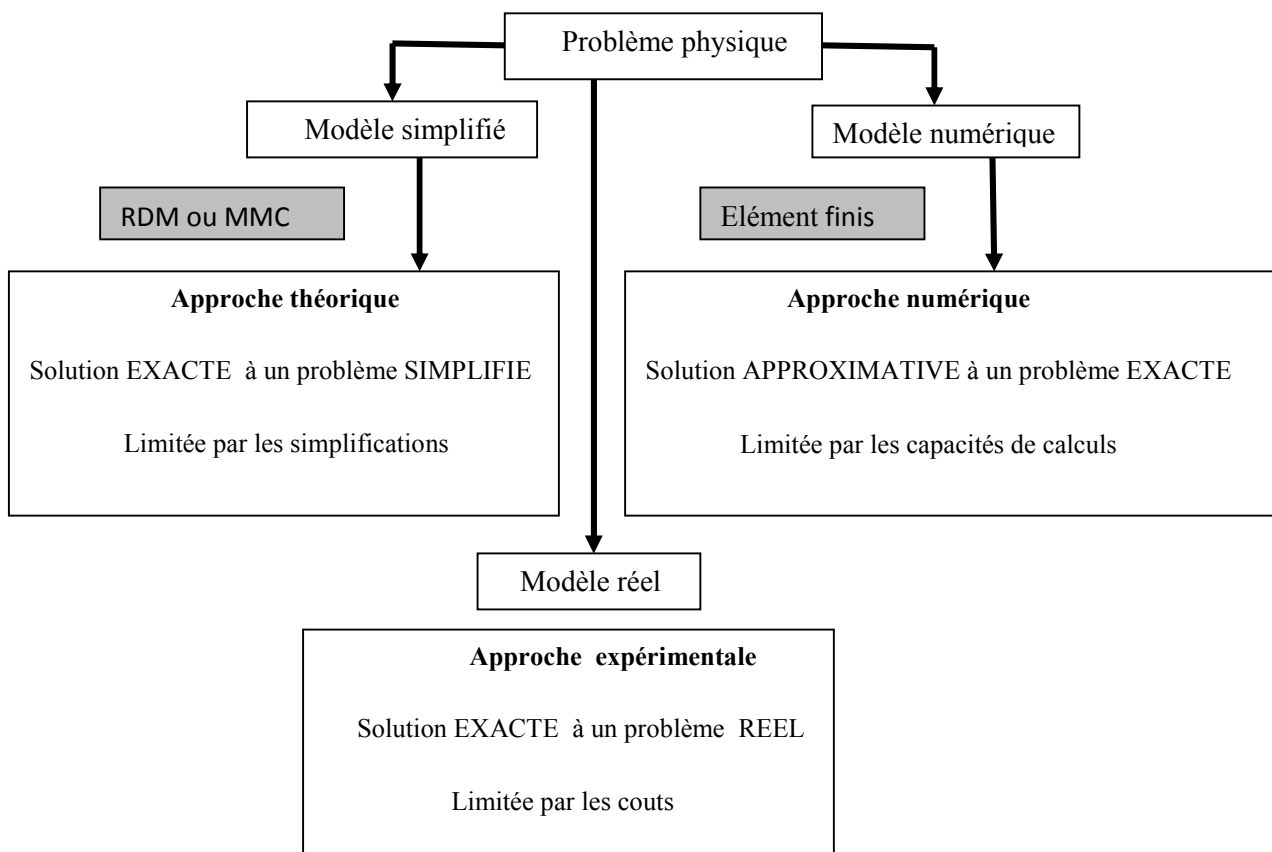


Figure A.1. Modèle mathématique ou numérique du problème physique.

Le choix de l'approche est un compromis entre le problème posé à l'ingénieur "quelles grandeurs veut-on calculer et avec quelle précision" et les moyens disponibles pour y répondre. Les équations du modèle retenu sont soumises à un certain nombre d'hypothèses basées sur **les sciences de l'ingénieur**. Il faut connaître la validité de ces hypothèses pour pouvoir vérifier que la solution obtenue est satisfaisante.

Si l'approche n'admet pas de solution théorique, il faut chercher une solution approchée de ce modèle. La discrétisation du problème correspond au choix d'un modèle numérique permettant de traiter les équations mathématiques.

Il est important de savoir distinguer et hiérarchiser les différents niveaux d'hypothèses utilisés pour modéliser un phénomène physique. La solution exacte d'un modèle qui ne correspond pas à la réalité physique ne vaut rien.

Pour la plupart des problèmes physiques réels, il est impossible de déterminer théoriquement des solutions exactes pour les variables d'intérêt à cause :

- 1) Des géométries complexes système étudiés ;
- 2) De la variabilité (dans le temps et dans l'espace) des propriétés physique ;
- 3) De la complexité et de la variabilité des conditions initiales et aux limites ;

A.2. Les difficultés de l'approche de dimensionnement des systèmes :

- Contrainte de l'ingénieur :
 - Contrainte évolutives des systèmes (masse, bruit, sécurité, fluide, thermique,...) ;
 - Systèmes de plus en plus grandes et complexes ;
 - Non linéarités des systèmes (matériaux, chargement, contact évolutif, géométrie...)
- Nombre de croissant de demandes :
 - Précision accrue- Durée de vie élevée-Sécurité important ;
 - Délais plus restreint et Coûts réduits ;
 - Optimisation maximale ;
- Nombre croissant de Domaines :
 - Analyse structurelle quasi-statique linéaire ou non-linéaire ;
 - Analyse cinématique de corps rigides et de corps déformables ;

Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

- Analyse dynamique (fréquences, modes, vibrations) ;
- Fatigue et durabilité ;
- Acoustique /vibro-acoustique;
- Thermique : convection, conduction, rayonnement ;
- Matériaux : composites, polymères, mousses aluminium, Acier HLE, alliages ;
- Dynamique rapide : crash, chocs/impacts
- Autre phénomènes physiques : écrouissage, fluage, visco-élasto- plasticité, contact-frottement, interaction fluide-structure ;
- Pour cela l'ingénieur doit :
 - Assimiler les principes de base de la mécanique ;
 - Assimiler les techniques expérimentales de mesure ou de visualisation des phénomènes physiques ;
 - Assimiler les outils numériques de conception-calcul-optimisation ;
 - Appréhender le dimensionnement d'éléments constitutifs d'un système (poutres, plaques, ou coques, volumes) ;
 - Comprendre les phénomènes physiques complexes ;
- L'ingénieur doit faire attention :
 - Surdimensionnement des systèmes : pièces résistants mais peu performantes ; (poids excessif, encombrement et prix peu compétitif) ;
 - Optimisation des systèmes : formes très complexes, matériaux très hétérogènes et procédés de la fabrication plus compliqués ;
 - Systèmes mécaniques présentant des discontinuités géométriques (source de sur-contraintes qui peuvent engendrant des fissures dangereuses pour le bon fonctionnement) ;
 - Contact-frottement entre pièces engendrant des ruptures par usure ou par frottement (source d'initiation de dommage et de défaillances) ;

A.3. Qu'est ce qu'un modèle :

Un système physique est caractérisé par un ensemble de variables qui peuvent dépendre des coordonnées d'espace et du temps.

Certaines variables sont connues comme :

- Propriétés physiques ;
- Dimensions du système ;

Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

- Sollicitations ;
- Conditions aux limites ;

D'autres variables sont inconnues comme :

- Déplacements ;
- Températures ;
- Contraintes ;

Un modèle mathématique du système permet d'écrire des relations entre les variables inconnues et les variables connues en utilisant des lois physiques. Ces relations constituent un système d'équations différentielles (EDP) qu'il s'agit de résoudre. Le nombre de degrés de liberté (d.d.l) du système est le nombre de variables nécessaires pour définir les variables inconnues à un instant donné.

Le modèle est :

- Discret s'il possède **un nombre fini** de degrés de liberté.
- Continu s'il possède **un nombre infini** de degrés de liberté.

L'analyse du modèle (discret ou continu) peut-être menée de la façon suivante :

- Idéalisation pour le rendre analysable (discrétisation) ;
- Formulation des équations d'équilibre pour chaque élément en fonction du déplacement ;
- Résolution des équations par méthode numériques ;
- Interprétation des résultats ;

Les questions essentielles auxquelles l'ingénieur devra répondre s'il veut effectuer une analyse par un modèle dans de bonnes conditions, sont :

- Quel modèle mathématique utiliser ?
- Quel modèle numérique faut-il lui associer ?
- Quelle est l'erreur d'approximation commise ?
- Quelle est l'erreur numérique commise ?
- Peut-on améliorer le modèle numérique ?
- Faut-il changer le modèle mathématique ?

A.4. La méthode des éléments finis :

Les codes élément finis sont des outils couramment utilisés lors de la conception et à l'analyse des produits industriels. Les outils d'aide à la modélisation devenant de plus en plus.

Perfectionnés, l'utilisation de la méthode des éléments finis s'est largement développée et peut sembler de moins en moins une affaire de spécialistes.

Pour discrétiser les phénomènes physiques, l'ingénieur dispose de méthodes d'approximation permettant de résoudre la plupart des problèmes pour lesquels n'existe pas de solution exacte.

Toutes les méthodes d'approximations ont un même objectif de remplacer un problème mathématique continu (équations différentielle ou intégrales) par un problème mathématique discret (équation matricielle). La méthode des éléments finis est une méthode de résolution approchée d'équations aux dérivées partielles.

Elle consiste à remplacer un problème complexe pour lequel a priori on ne connaît pas de solution, par un problème plus simple que l'on sait résoudre.

De très nombreux problèmes physiques s'expriment sous forme d'équations aux dérivées partielles soumises à des conditions aux limites particulières :

- Mécanique des solides déformables et structures ;
- Mécanique des fluides ;
- Electricité ou électromagnétisme ;
- Chimie ;

Pour résoudre un problème physique par la méthode des éléments finis, l'ingénieur doit faire une série de suppositions et d'approximations afin de transformer l'objet réel en un modèle numérique. La discrétisation ainsi obtenue-définie par un maillage et par les degrés d'approximation des éléments-permet alors d'obtenir une solution approchée.

Deux questions se posent à l'ingénieur :

- Quelle est la qualité de la solution obtenue ;
- Comment modifier la discrétisation pour garantir une précision imposée tout en minimisant les coûts de calcul et l'erreur de la solution approchée ;

Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

Il existe plusieurs sources d'erreurs dans la solution :

- Erreur due aux hypothèses du modèle ;
- Erreur due au traitement numérique (arrondi ; intégration numérique ;..) ;
- Erreur due au non respect de la géométrie ;
- Erreur due aux degrés d'approximation ;
- Erreur due à l'approximation des conditions aux limites ;
- Erreur due à l'approximation des charges ;

A.5. Le calcul par élément finis :

Un programme général de type industriel doit être capable de résoudre des problèmes variés de grandes tailles (de mille à quelques centaines de milliers de variables) .Ces programmes complexes nécessitent un travail d'approche non négligeable avant d'espérer pouvoir traiter un problème réel de façon correcte.

L'utilisation de tels programmes nécessite une **formation de base minimum**, suivie **d'applications pratiques** sur des problèmes simples.

Le calcul par éléments finis est organisée selon les étapes suivant :

➤ Analyse du problème

Cette analyse doit fixer les paramètres de calcul et conduire à la réalisation d'un maillage .Cette phase basée sur l'expérience personnelle acquise dépend de nombreuses considérations .La difficulté essentielle est de trouver un bon compromis entre le paramètre propre au problème et ceux relatifs à l'environnement de travail.

L'analyse du problème nous conduit à préciser un certain nombre d'hypothèses et à effectuer des choix qui conditionnent les résultats.

- Choix du type de modèle : 1D (poutre ou barre) ; 2D (élasticité plane, axisymétrique) ,3D (coque, membrane, volume)
- Choix des familles d'éléments finis : fonction de précision, quadrangles, tétraèdres, hexaèdres, pyramides
- Choix des types des éléments : fonction de la précision, de la nature du problème du temps et capacité mémoire
- Choix du maillage : il dépend de la géométrie, des sollicitations, des conditions aux limites.

Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

- Choix des hypothèses de comportement: il dépend du comportement, du matériau, du type de calcul est-il linéaire ou non, type de problème quasi-statique, dynamique, fatigue, thermique...

➤ **Vérification des données du problème :**

- Vérification de la géométrie de la pièce et du maillage
- Vérification des propriétés matériaux utilisées
- Vérification de la prise en compte des sollicitations et des conditions cinématique imposées
- Vérification de la prise en compte des conditions initiales et de contact-frottement

➤ **Exécution du calcul :**

Un fichier résultats se souvient et qui permet de vérifier que les différentes phases de calcul se sont correctement déroulées :

- Interprétation des données, vérification des paramètres manquants
- Construction des matrices (espace utile pour les gros problèmes)
- Singularité de la matrice raideur (problème de conditions aux limites ou de définition des éléments)
- Convergence, nombre d'itération, temps CPU

Attention ce fichier souvent volumineux peut contenir aussi les résultats du problème (déplacement, résidus, contraintes, déformation, température, contact...) il faut sauvegarder le mini d'information utile.

➤ **Exploitation des résultats :**

Les calculs demandés ont pour objectif de valider ou de vérifier le dimensionnement d'une structure. Les résultats obtenus et les conclusions relatives aux phénomènes à étudier devront être de façon synthétique : tableaux, courbes, visualisation.

Pour valider la solution du problème, il faut procéder dans l'ordre, en estimant dans un premier temps la précision du modèle. Puis lorsque celle-ci est jugée suffisante nous passerons à sa validation.

Les indicateurs sur la précision du modèle sont généralement locaux points d'intégration, ces informations sont très souvent être :

- discontinuité des contraintes entre des éléments adjacents.

Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

- Contraintes sur les bords libres (certaines valeurs doivent être nulles). En pratique il faudra estimer ces valeurs à partir des valeurs obtenues aux points d'intégration
- Densité d'énergie interne de déformation sur chaque élément, l'idéal étant d'avoir un écart le plus faible possible.

A.6 Les principales étapes d'un modèle éléments finis :

Les méthodes aux éléments finis se distinguent des différences finis par trois points principales :

- Le maillage est la quasi-totalité des cas non structuré
- L'équation résolue n'est pas l'équation originale elle-même mais une forme intégrale de cette équation. On cherche à résoudre l'équation « en moyenne » sur le domaine de calcul
- La solution est exprimée comme la somme de fonctions élémentaires dont la forme est connue à l'avance.

Le principe des éléments finis est expliqué pour des EDPs en deux dimensions d'espace, il est exactement le même pour une ou trois dimensions (cependant, peu d'applications unidimensionnelles existent)

Les principales étapes de construction d'un modèle éléments finis sont :

- **Discretisation** du milieu continu en sous domaines (élément)
- Construction de l'**approximation nodale** par sous domaine
- Calcul des matrices élémentaires correspondant à la forme intégrale du problème
- **Assemblage** des matrices élémentaires
- Prise en compte des **conditions aux limites**
- **Résolution** du système d'équations (linéaire ou non)
- **Poste-traitement** des résultats

A.7 Conseils de prise en main d'un logiciel de simulation :

Lors de la prise en main d'un logiciel de modélisation il est fortement conseillé de procéder aux vérifications suivantes :

- La nature des EDOs/EDPs résolues par le logiciel (phénomènes pris en compte, forme conservative/non conservative, etc.) Ceci permet de se faire une idée a priori du comportement des solutions calculées par le logiciel et de détecter d'éventuelles déficiences.

Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

- La nature des méthodes numérique utilisées par le logiciel : explicite/implicite, avec limitation automatique du pas de temps ou possibilité de laisser prescrire ce dernier par l'utilisateur, etc.
- Le degré de maîtrise laissé à l'utilisateur sur résolution des équations : lorsque les équations non-linéaire ; a-t-on la possibilité de spécifier le nombre maximum d'interactions ; le critère de convergence de ces itérations, ou ceux-ci sont-ils déterminés automatiquement par le logiciel? (N.B : la question est aussi valable pour les directions alternées)
- La documentation comprend-elle des cas-test élémentaires (EX. Comparaison avec des solutions analytiques) permettant de se faire une idée de la précision du logiciel ? Si non, il peut être utile (et instructif) de procéder soi-même à de tels tests.

En cas de problème (instabilité, mauvaise qualité de la solution), la réponse à questions suivantes permet souvent de se faire une idée de la nature du problème :

- Lorsque les équations à résoudre sont hyperboliques, le paramètre numérique important est le nombre de courant. Une valeur du nombre de courant trop éloignée de 1 entraîne la dégradation de la qualité de la solution numérique, et parfois son instabilité
- Lorsque les équations à résoudre sont paraboliques, le nombre de Fourier devrait être maintenu aussi proche que possible de $\frac{1}{2}$ afin de préserver la qualité de la solution.
- Si la méthode numérique est implicite (cas de la majorité des logiciels), le nombre maximum d'itérations est-il suffisant ! le critère de convergence des itérations est-il suffisamment fin ?
- Pour des applications 2D ou 3D : le maillage n'est-il pas trop « étiré » dans une direction de l'espace ou trop « comprimé » dans une autre ! la présence de mailles excessivement « plates » ou « allongées » peut induire des problèmes
- De manière générale, le maillage est-il suffisamment fin dans toutes les directions de l'espace pour permettre une prise en compte précise des variations de la géométrie, de l'écoulement, etc.?

Annexe B

B. Présentation de logiciel MATLAB :

B.1. Présentation et notions générales :

MATLAB est une abréviation de MATrix LABoratory, écrit à l'origine en Fortran par C.Moler. MATLAB était destiné à faciliter l'accès au logiciel matriciel développé dans les projets LINPACK et EISPACK, est un environnement puissant, complet est facile à utiliser destiné au calcul scientifique. Il apporte aux ingénieurs, chercheurs et à tout scientifique un système interactif intégrant le calcul numérique et la visualisation. C'est environnement performant, ouvert et programmable qui donne des gains remarquables de productivité et de créativité.

L'approche matricielle de MATLAB permet de traiter les données sans aucune limitation de taille et de réaliser des calculs numérique et symbolique de façon fiable et rapide. Grâce aux fonctions graphiques de MATLAB, il devient très facile de modifier interactivement les différents paramètres des graphiques pour les adapter selon nos souhaits.

L'approche ouverte permet de construire un outil sur mesure. Il comprend un ensemble scientifiques à des domaines appelés Toolboxes ou boîte à outils, sont des collections de fonctions qui étendent l'environnement de MATLAB pour résoudre des problèmes scientifiques.

Le langage de programmation MATLAB est utile pour illustrer comment programmer la méthode des éléments finis car il permet de coder très rapidement des méthodes numériques, il résout les problèmes statique/quasi-statique ou dynamique par l'intermédiaire de l'équation d'équilibre dynamique dans le domaine fréquentiel et temporel.

C'est un solveur basé sur la théorie de la mécanique des milieux continus qui utilise la méthode des éléments finis pour résoudre les problèmes sismique, mécaniques,.....

B.2. l'interface de MATLAB :

La version 2012 de MATLAB affiche au démarrage plusieurs fenêtres notamment : **Command Window** : c'est le terminal dans lequel on doit taper les commandes et sur lequel on verra l'affichage des résultats.

Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

Workspace : dans cette fenêtre, on obtient la liste des variables connues par MATMAB. Il est possible de double-cliquer sur une variable pour l'afficher. Un clic-droit sur les variables offre de nombreuses options telles que : copiez, collez, supprimez....

Command History : lorsque l'on effectue une analyse de données sur les résultats d'une expérience il est essentiel de conserver une trace de toutes les opérations qui ont été réalisées, c'est la base de la traçabilité et de la reproductibilité des résultats scientifiques.

Current Folder : indique le répertoire courant ainsi que les fichiers existants.

Editor : MATLAB consisté à créer ou modifier des fichier.m qui est le suffixe standard pour les procédures MATLAB, lorsque l'on réalise une tâche il est très souvent possible de faire en utilisant uniquement la command Window, cependant lorsque cette tâche devient plus complexe on utilise la fenêtre Editor.

Help : le menu d'aide de MATLAB, est très essentiel lorsque l'on programme avec un langage de haut-niveau où le nombre de fonctions est très important et la syntaxe est parfois complexe.

Script : est le fichier.m le plus simple. Il s'agit simplement d'une liste de commandes mises bout à bout et sauvegardée dans un fichier.

Fonction : une fonction va permettre de rentrer des arguments en entrée et obtenir différentes variables en sortie.

Fonctions de base :

- **Help Nom De Fonction** : permet d'obtenir l'aide sur une fonction (dans la command window).
- **Doc Nom De Fonction** : ouvre la fenêtre d'aide de MATLAB sur la fonction.
- **Save Nom De Fichier/ Load Nom De Fichier** : permet d'enregistrer/ charger les variables courantes.
- **Commande ;** : exécute la commande sans afficher le résultat.
- **Commande (sans ;)** : exécute la commande et afficher les résultats.

Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

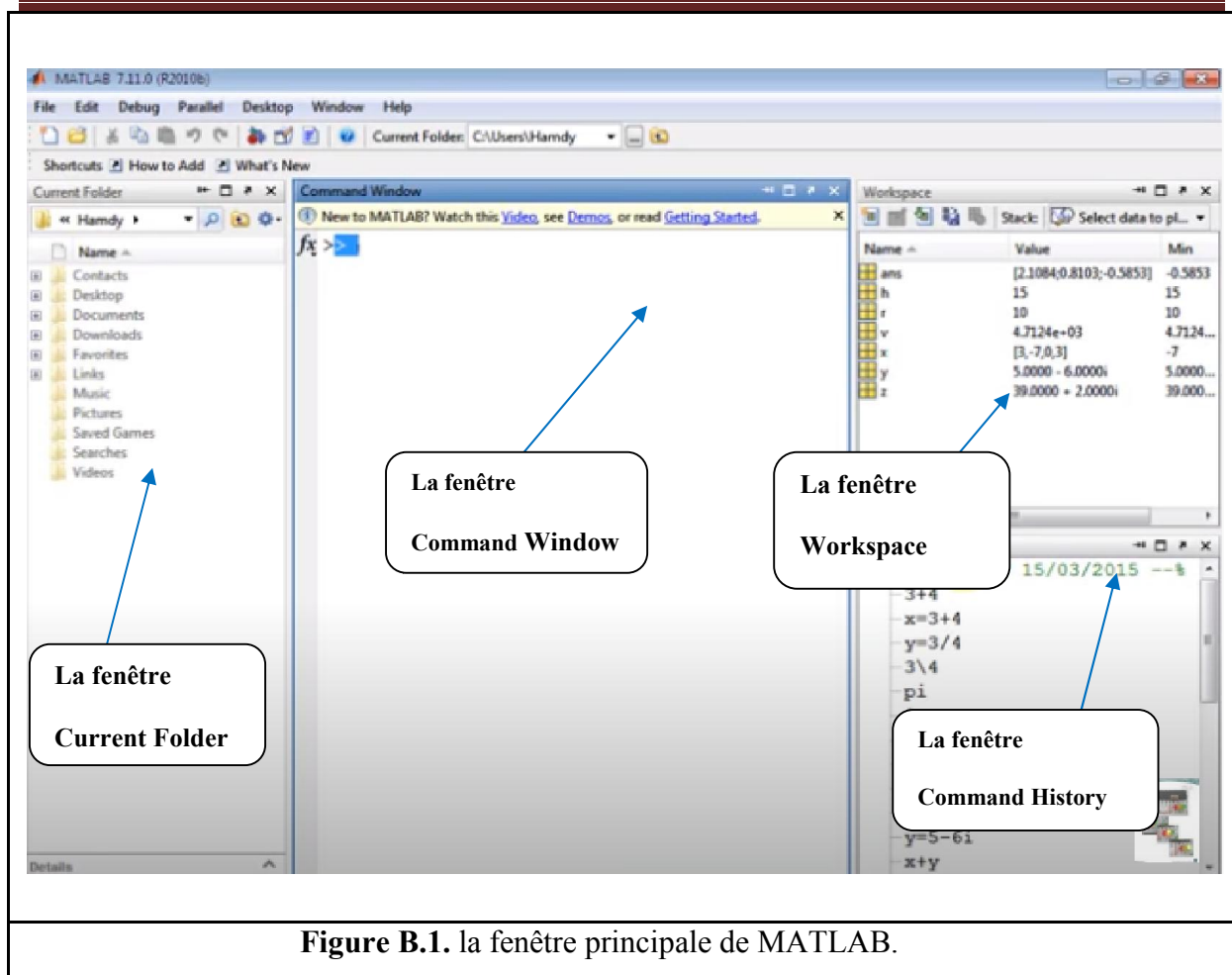


Figure B.1. la fenêtre principale de MATLAB.

B.3. Public concerné :

Etudiant, ingénieurs, développeurs, scientifiques, enseignants et chercheurs.

B.4. Modes de fonctionnement :

1. Mode interactif : MATLAB exécute les instructions au fur et à mesure qu'elles sont données par l'utilisateur.
2. Mode exécutif : MATLAB exécute ligne par ligne un fichier '.m'.

Les avantages :

- Facilité d'utilisation, prise en main rapide.
- Existence de toolboxes utiles pour l'ingénieur.
- Possibilité de l'interfacer avec d'autres langages (C, C++, Fortran)

Les inconvénients :

- Limitation en mémoire et payant.

Annexe C

C. Complément des résultats de calcul :

C.1. Effet de rapport S/d :

✓ Résultats des impédances dynamiques verticales :

- Angle de frottement de 20°

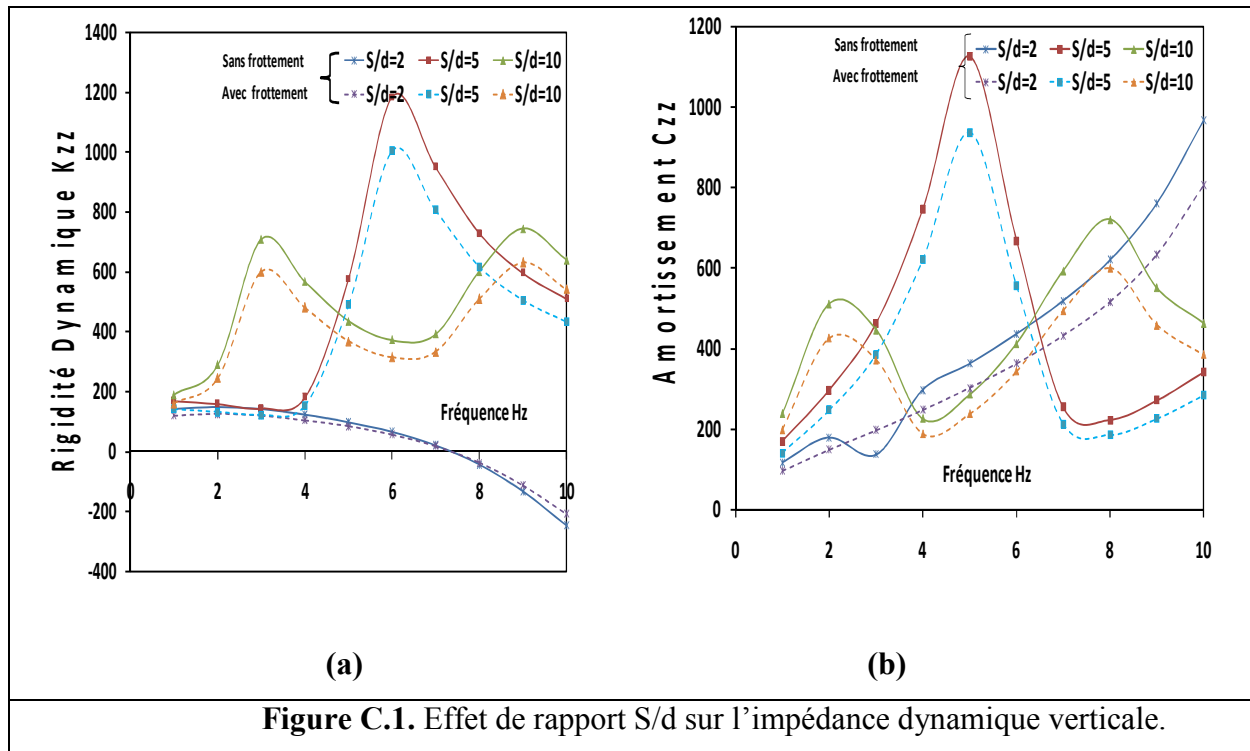
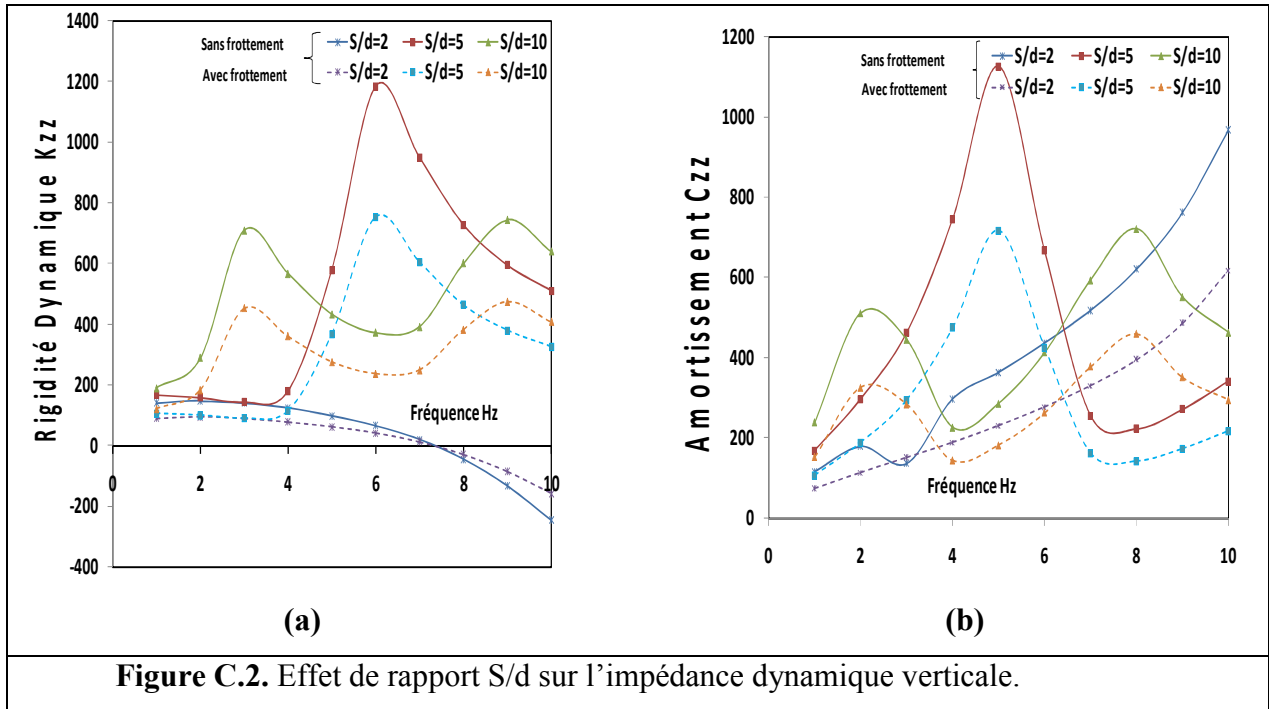


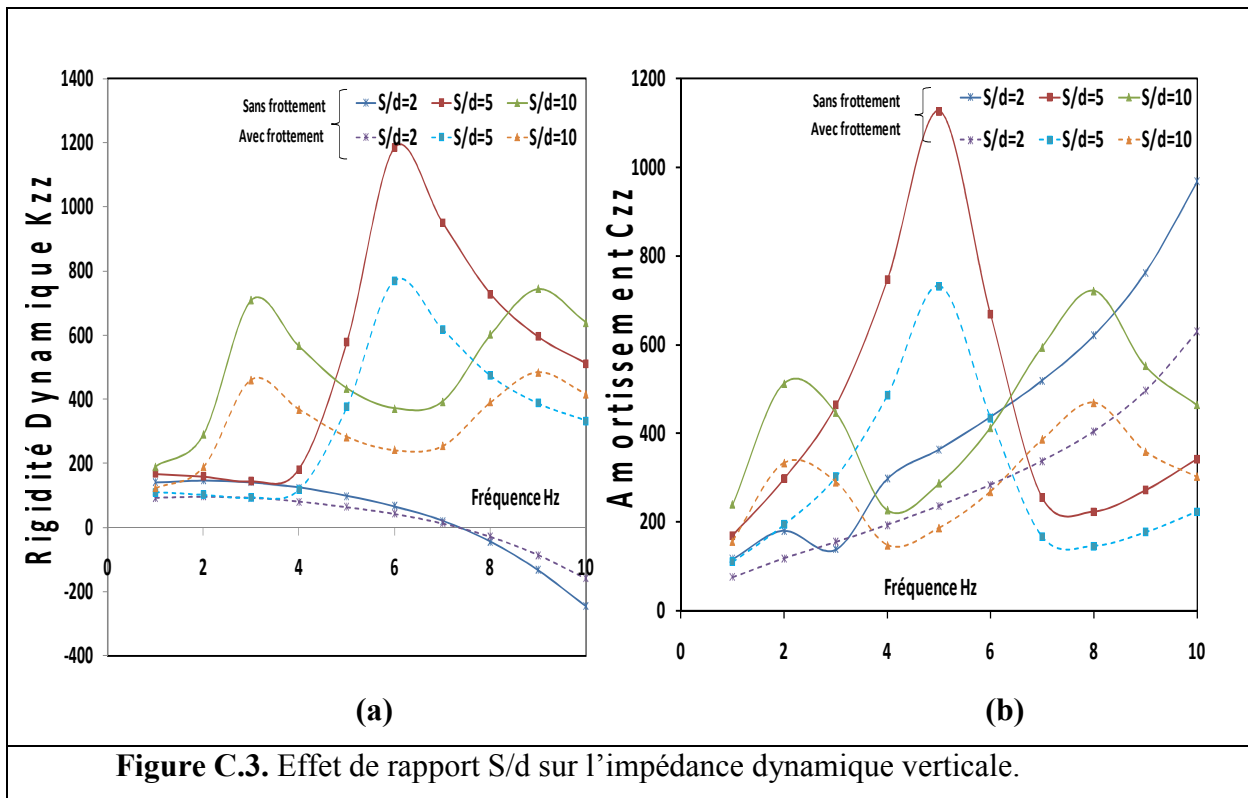
Figure C.1. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique verticale.

Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

- Angle de frottement de 30°



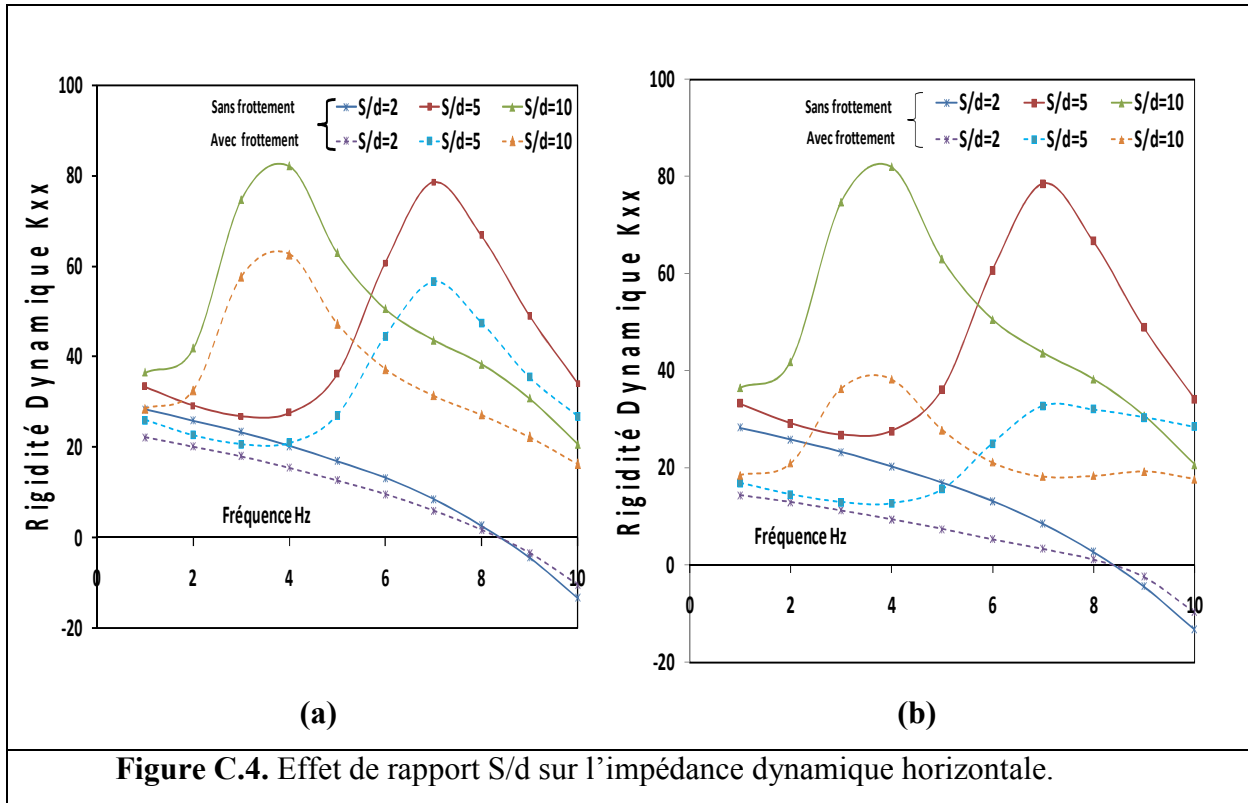
- Angle de frottement de 36°



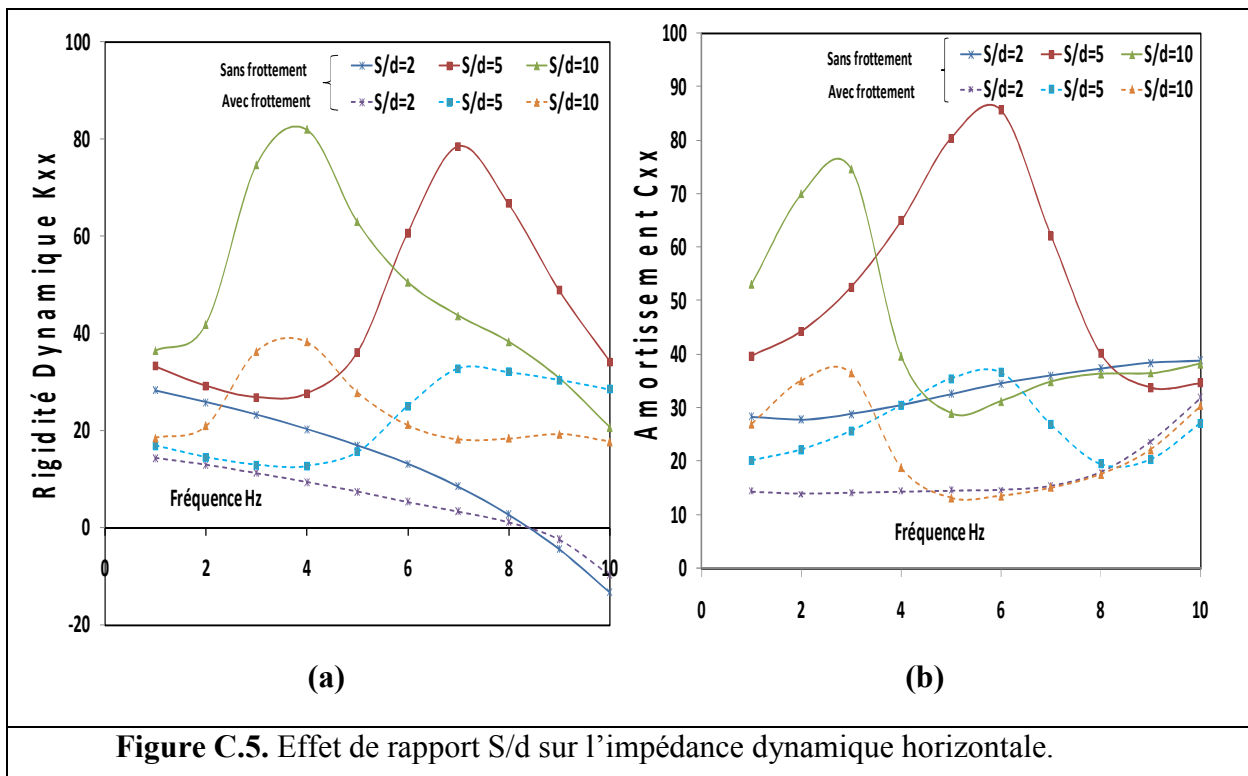
Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

✓ Résultats des impédances dynamiques horizontales :

- Angle de frottement de 20°

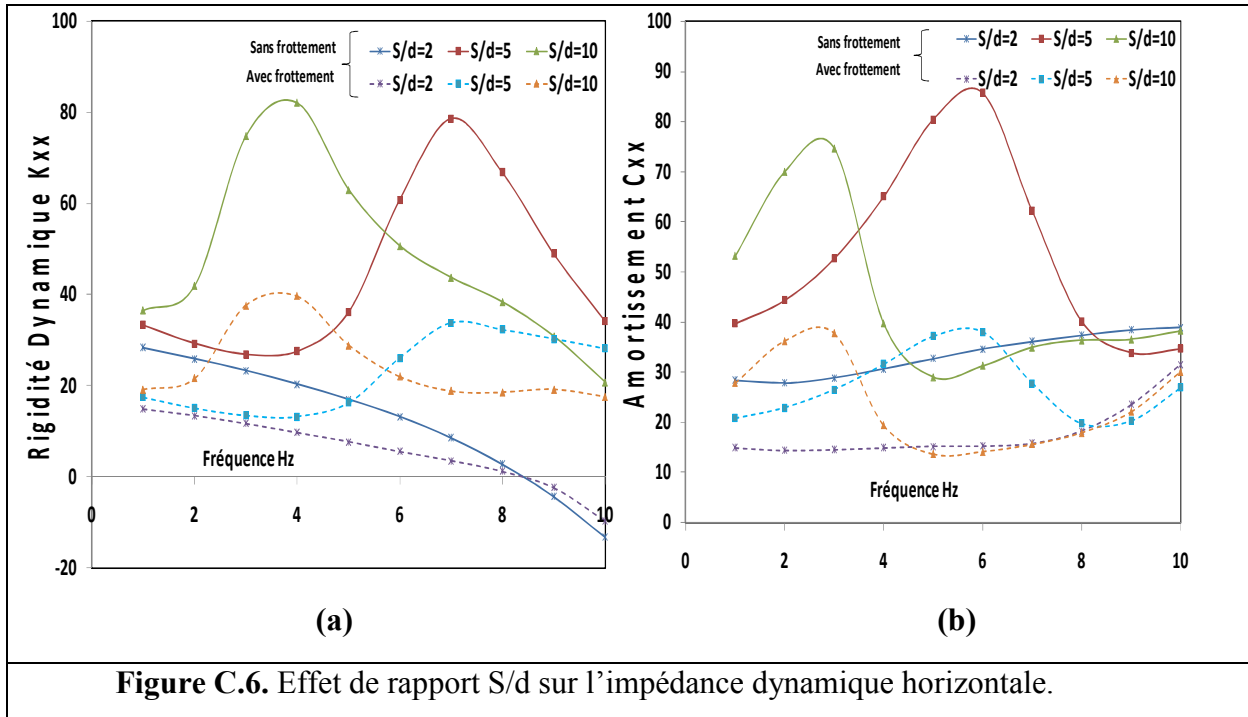


- Angle de frottement de 30°



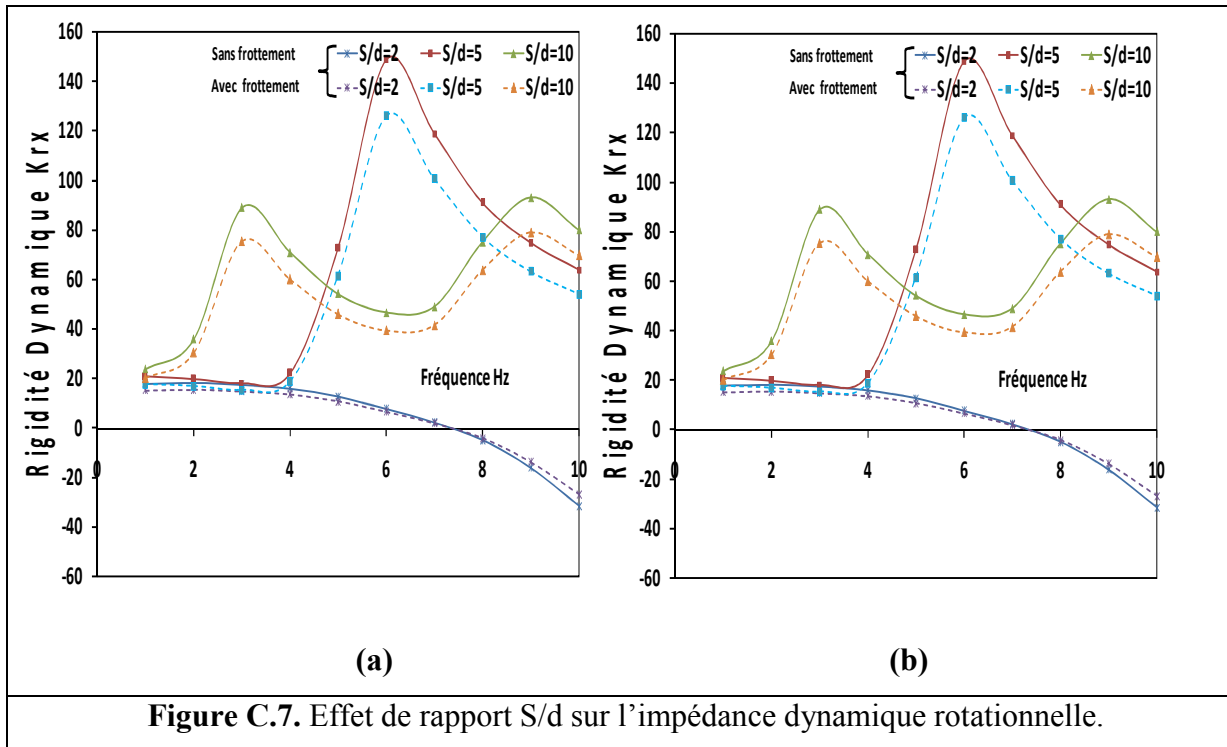
Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

- Angle de frottement de 36°



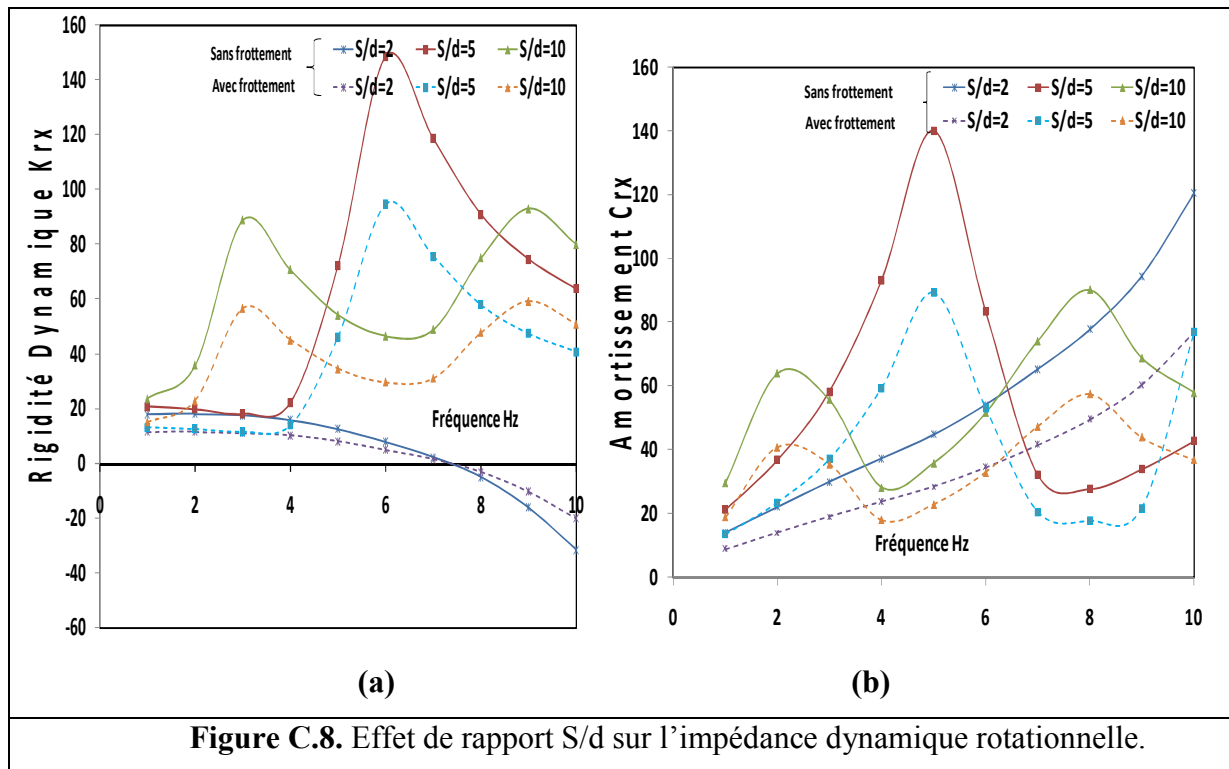
- ✓ Résultats des impédances dynamiques rotationnelles :

- Angle de frottement de 20°

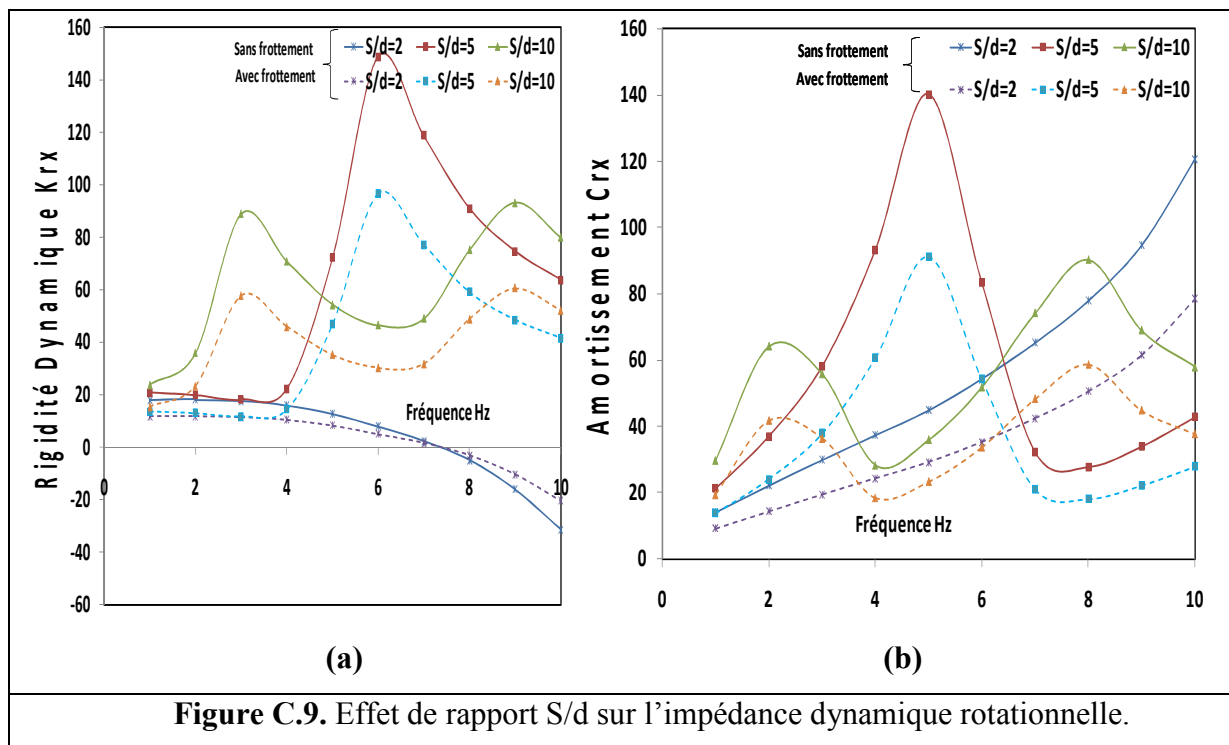


Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

- Angle de frottement de 30°



- Angle de frottement de 36°

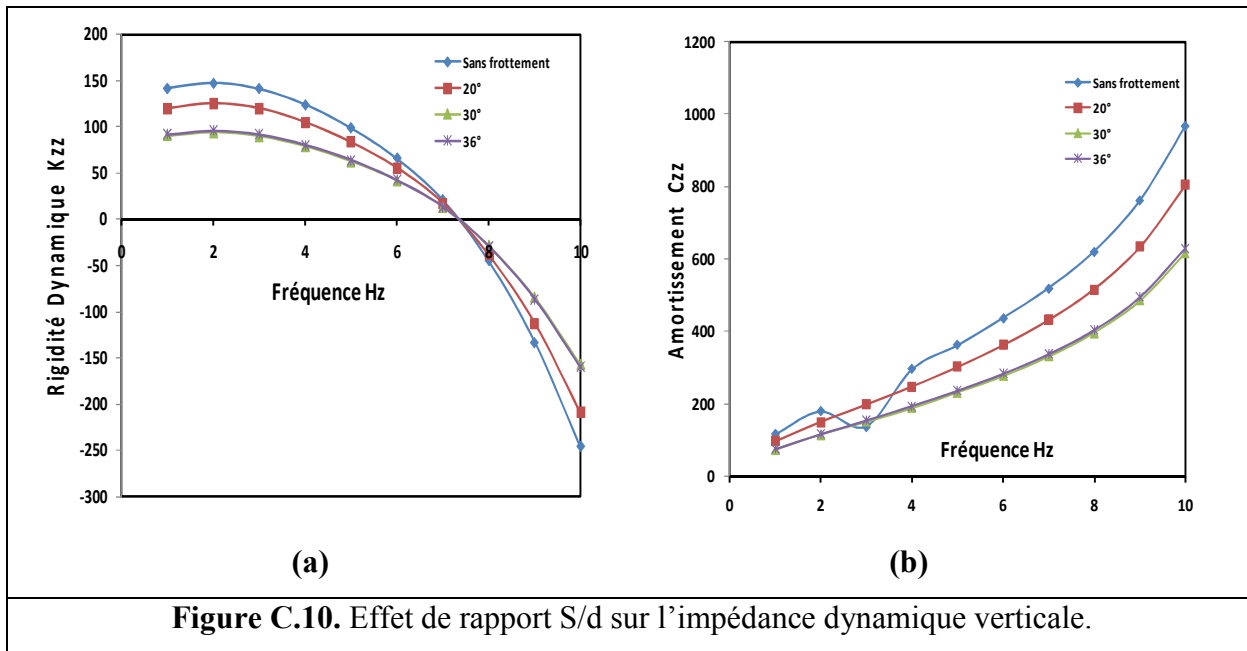


Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

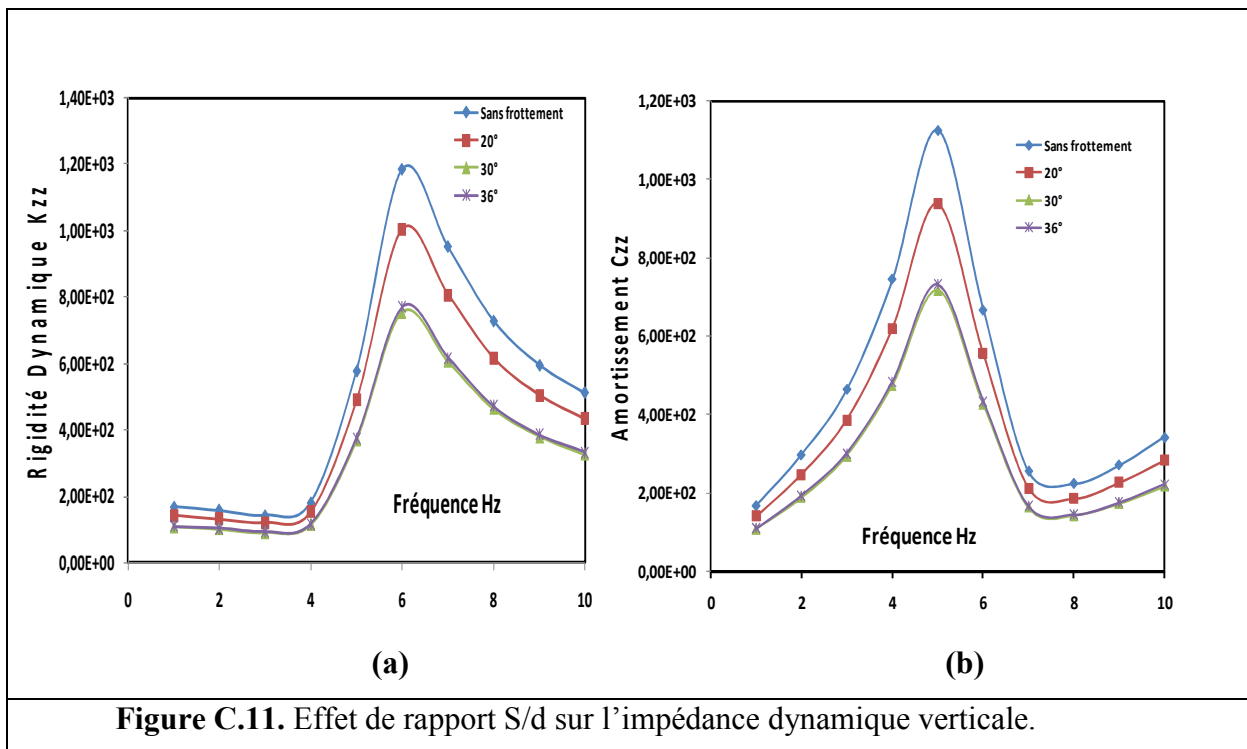
C.2. Effet d'angle de frottement:

✓ Résultats des impédances dynamiques verticales :

- Rapport $S/d=2$



- Rapport $S/d=5$



- Rapport $S/d=10$

Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

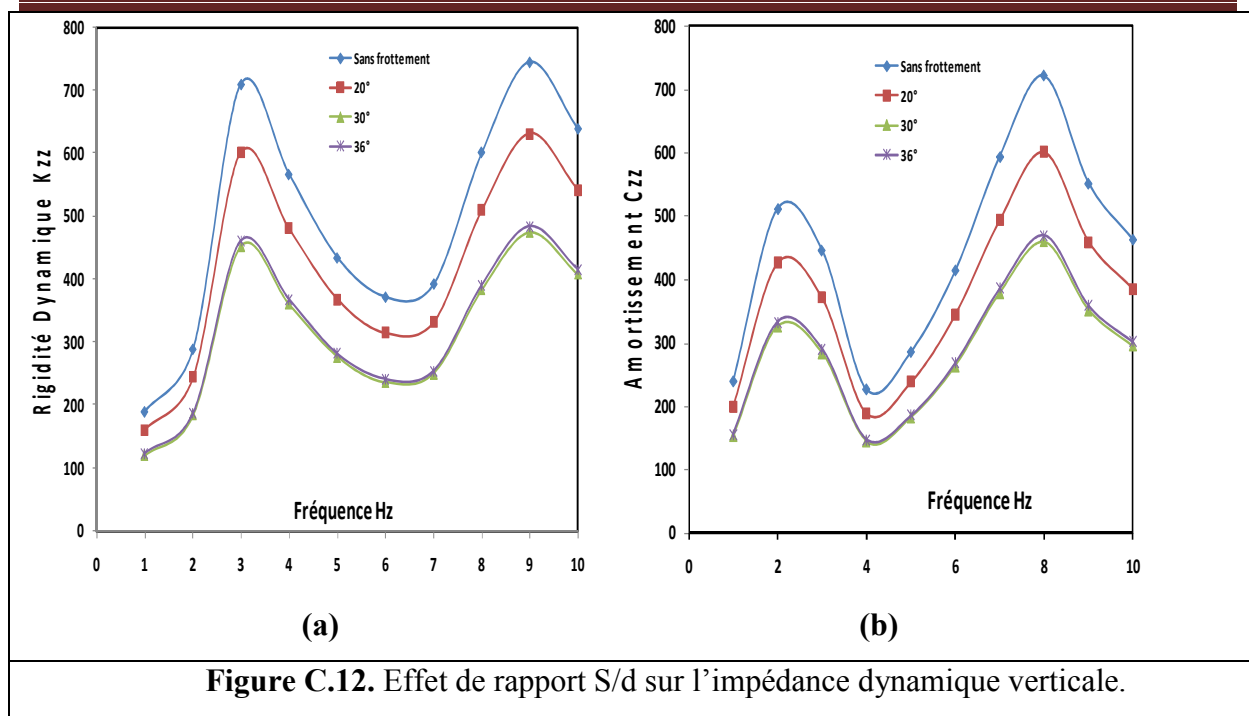


Figure C.12. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique verticale.

✓ Résultats des impédances dynamiques horizontales :

- Rapport $S/d=2$

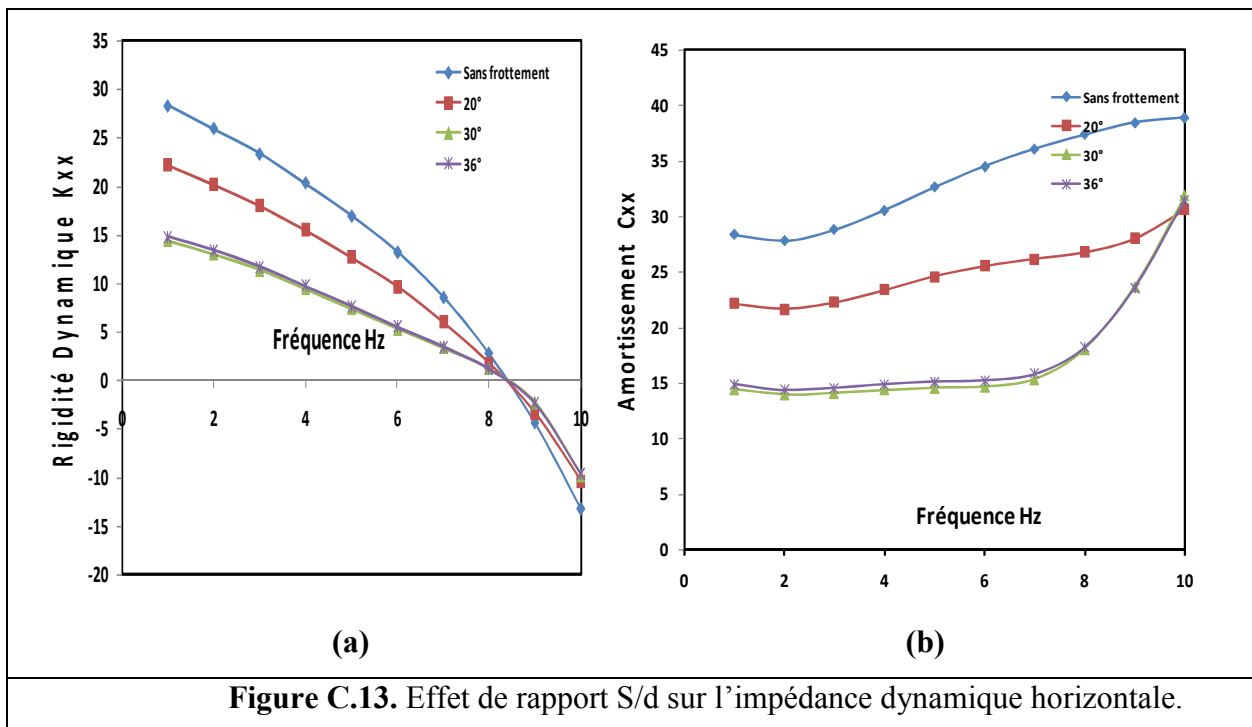


Figure C.13. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique horizontale.

- Rapport $S/d=5$

Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

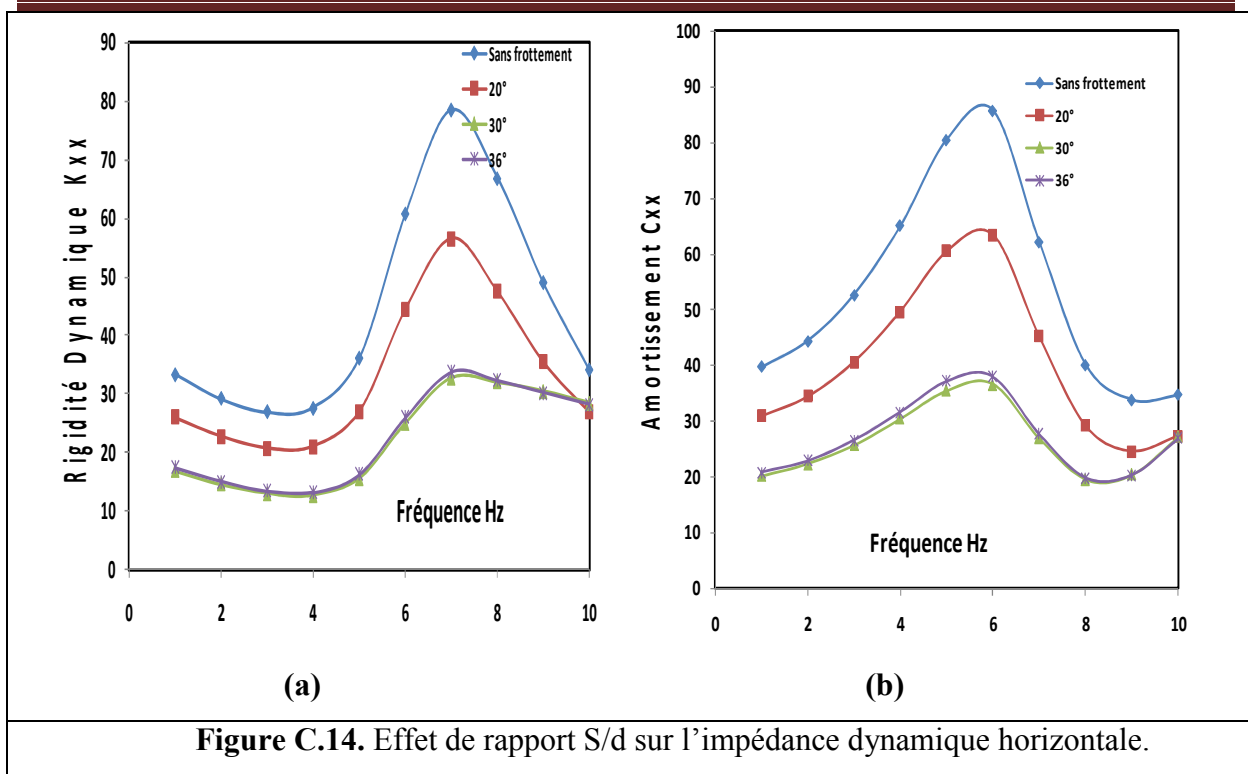


Figure C.14. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique horizontale.

- **Rapport $S/d=10$**

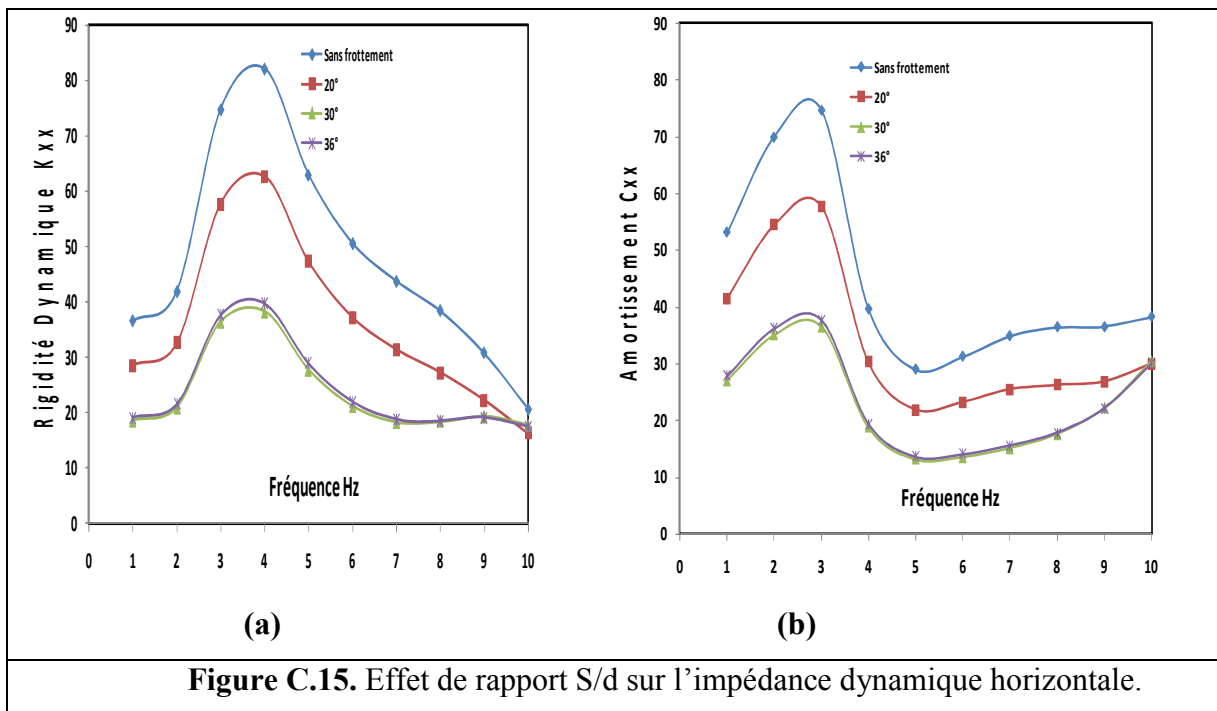
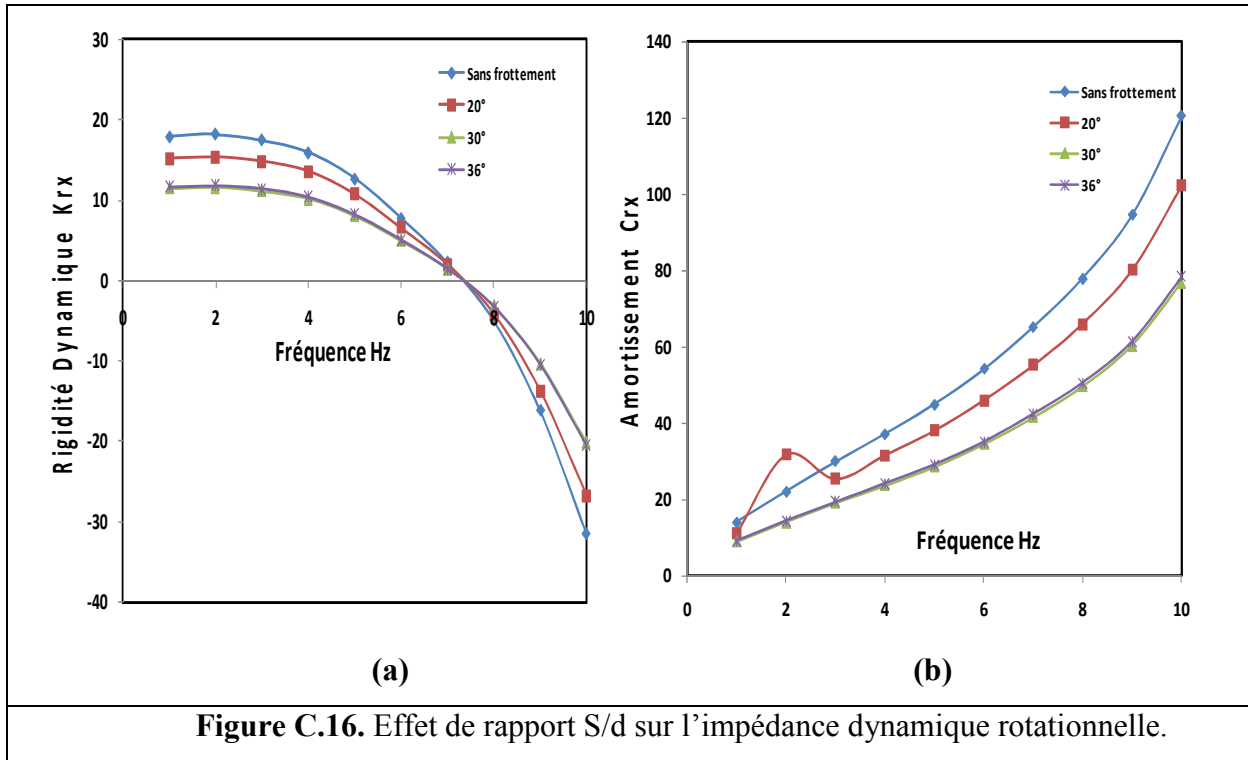


Figure C.15. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique horizontale.

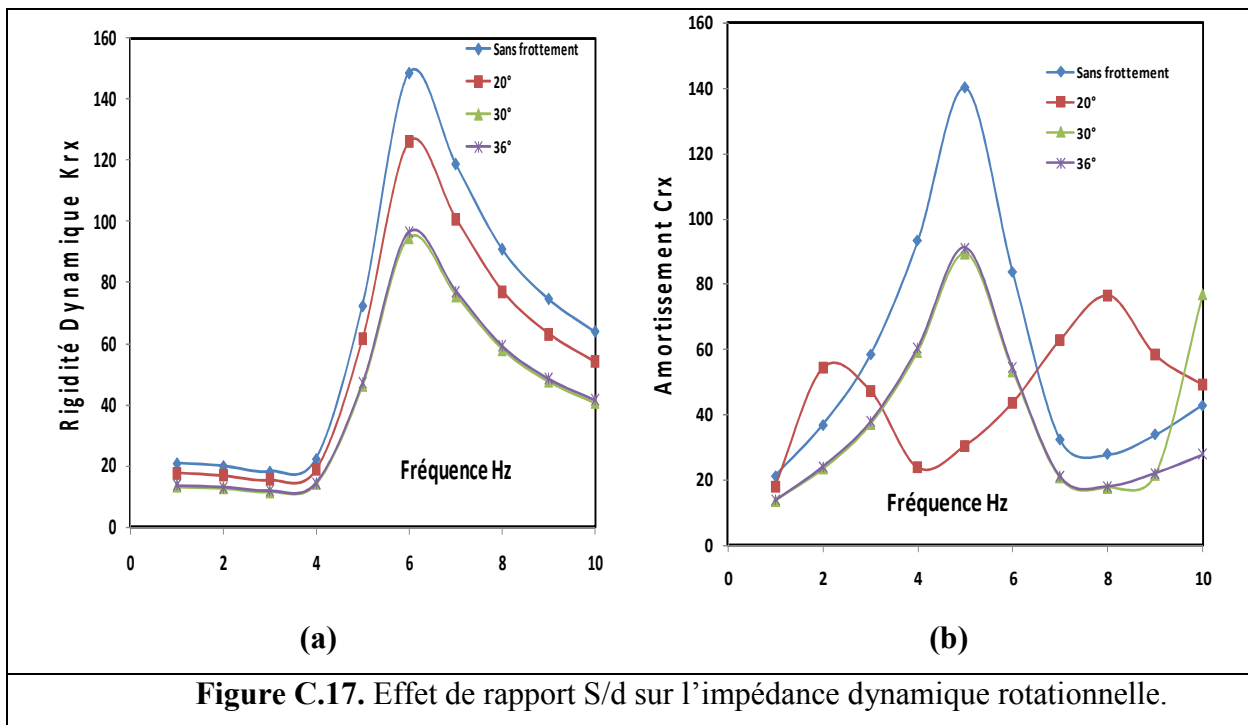
✓ **Résultats des impédances dynamiques rotationnelles :**

Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

- Rapport $S/d=2$



- Rapport $S/d=5$



Annexe : Présentation de méthode et code de calcul

- Rapport $S/d=10$

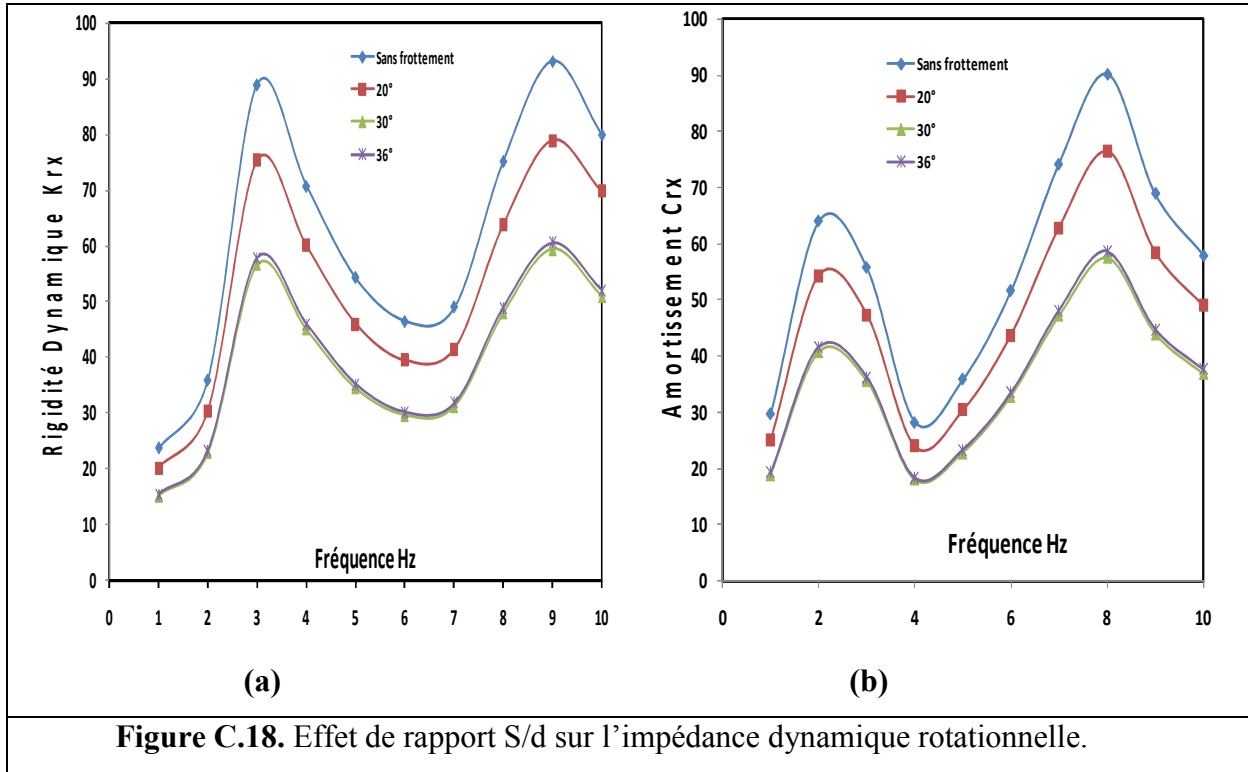


Figure C.18. Effet de rapport S/d sur l'impédance dynamique rotationnelle.