# UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES DE LILLE

Année : 2005 N° d'ordre : 3683

# THESE DE DOCTORAT

Préparée au

## Laboratoire de Mécanique de Lille (UMR 8107)

**Ecole Polytechnique Universitaire de Lille**

Spécialité

## Génie Civil

Titre

# Étude des vibrations induites dans le sol par le battage et le vibrofonçage de pieux

Par

**Rami AL ABDEH**

Soutenue le 4 novembre 2005 devant le jury composé de :

| | |
|---|---|
| **A. HOLEYMAN** | Président-Professeur,<br>Université Catholique de Louvain (UCL), Louvain-la-Neuve |
| **D. JONGMANS** | Rapporteur- Professeur<br>Université Joseph Fourier, Grenoble |
| **B. GATMIRI** | Rapporteur- HDR et Directeur de recherche<br>École Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), Marne-la-Vallée |
| **D. VIÉ** | Examinateur<br>Centre des Hautes Études de la Construction (CHEC), Paris |
| **I. SHAHROUR** | Directeur de thèse- Professeur<br>Université des Sciences et Technologies de Lille (USTL), Lille |
| **B. PIWAKOWSKI** | Co-directeur de thèse- Professeur<br>École Centrale de Lille (EC), Lille |

© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

# UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES DE LILLE

Année : 2005 N° d'ordre : 3683

# THESE DE DOCTORAT

Préparée au

## Laboratoire de Mécanique de Lille (UMR 8107)

**Ecole Polytechnique Universitaire de Lille**

Spécialité

## Génie Civil

Titre

# Étude des vibrations induites dans le sol par le battage et le vibrofonçage de pieux

Par

**Rami AL ABDEH**

Soutenue le 4 novembre 2005 devant le jury composé de :

| | |
|---|---|
| **A. HOLEYMAN** | Président-Professeur,<br>Université Catholique de Louvain (UCL), Louvain-la-Neuve |
| **D. JONGMANS** | Rapporteur- Professeur<br>Université Joseph Fourier, Grenoble |
| **B. GATMIRI** | Rapporteur- HDR et Directeur de recherche<br>École Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), Marne-la-Vallée |
| **D. VIÉ** | Examinateur<br>Centre des Hautes Études de la Construction (CHEC), Paris |
| **I. SHAHROUR** | Directeur de thèse- Professeur<br>Université des Sciences et Technologies de Lille (USTL), Lille |
| **B. PIWAKOWSKI** | Co-directeur de thèse- Professeur<br>École Centrale de Lille (EC), Lille |

© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

***A ma femme Kinda***

***Tu as supporté avec amour et indulgence les servitudes de mon travail***
***Nos chemins se sont croisés un jour et nous marchons ensemble, main dans la main pour toujours***
***Grâce à toi***

***A ma fille Maya***

***Mon ange***
***Je vois dans tes yeux tout le bonheur du monde***
***Tu es le rayon de soleil de ma vie***
***Pleine de couleur et de joie***
***Pour toi***



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

# AVANT-PROPOS

Ce travail de recherche a été réalisé au Laboratoire de Mécanique de Lille (LML), équipe sols et structures, département de Géotechnique et Génie Civil (GTGC) à l'Ecole Polytechnique Universitaire de Lille (EPUL), Université des Sciences et technologies de Lille (USTL).

Au terme de cette recherche, il m'est très agréable d'exprimer toute ma gratitude, ma reconnaissance et mes très vifs remerciements à tous ceux qui ont attribué de près ou de loin à l'élaboration de ce sujet de thèse.

En premier lieu, j'exprime ma profonde reconnaissance et mes sincères remerciements à mes directeurs de thèse, **Isam SHAHROUR** professeur à l'Université des Sciences et Technologies de Lille, et **Bogdan PIWAKOWSKI** professeur à l'Ecole Centrale de Lille. Je tiens à les remercier vivement pour l'aide qu'ils m'ont apportée, leurs encouragements, la confiance qu'ils m'ont accordée. Le professeur I. SHAHROUR m'a accueilli dans son laboratoire et m'a guidé et suivi au long de cette recherche. Je le remercie infiniment pour sa disponibilité, sa sympathie, ses précieux conseils et surtout sa passion contagieuse pour la recherche. Le professeur B. PIWAKOWSKI m'a fait profiter de son expérience. Je le remercie chaleureusement pour toutes les discussions, suggestions et ces précieux conseils. Enfin je les remercie tous les deux pour m'avoir permis de réaliser cette thèse dans d'aussi bonnes conditions.

Je tiens à remercier très vivement et respectueusement Monsieur **Alain HOLEYMAN**, professeur à l'Université Catholique de Louvain, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de thèse.

Monsieur **Denis JONGMANS**, professeur à l'Université Joseph Fourier, Grenoble, et Monsieur **Behrouz GATMIRI**, directeur de recherche à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Marne-la-vallée, qui ont accepté de rapporter ce travail et de me faire profiter de leur expérience. Qu'ils trouvent ici l'expression de mes sincères remerciements et de ma gratitude.

Monsieur **Dominique VIÉ**, Ingénieur au Centre des Hautes Etudes de la Construction, Paris, qui a bien voulu examiner ce travail. Je le remercie très sincèrement pour sa sympathie et ses précieux conseils depuis mon stage de DEA.

Je remercie chaleureusement Monsieur le professeur **Adnan KHADOUR**, encadreur scientifique de mes recherches en Syrie, qui m'a facilité toutes les conditions pour mener ce travail à bien.

J'adresse un merci sincère à Monsieur le professeur **Mariusz KACZMAREK**, professeur de l'Université de Poznan, Pologne, pour sa sympathie et le temps qu'il m'a accordé pendant son séjour à Lille.

Cette thèse a été réalisée dans le cadre d'une bourse franco-syrienne, dirigée par le **CNOUS** et le **CROUS de Lille**. A ce titre j'adresse mes remerciements au personnel et



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

surtout à Madame **Danièle FABIS**, responsable du service international au CROUS de Lille, qui a géré avec patience et indulgence, tout au long des années, mon dossier de bourse.

Je remercie vivement tous les membres du **Projet National de Vibrofonçage** avec qui j'ai pu collaborer à différentes campagnes de mesures dans une ambiance agréable. Je pense particulièrement à **Timothée WINDAL**, SOVEP Lille et ancien thésard à l'Ecole Polytechnique Universitaire de Lille (EPUL), pour son aide précieuse pendant la réalisation des mesures.

Je remercie chaleureusement **les professeurs, les collègue et le personnel** de l'Ecole Polytechnique Universitaire de Lille ainsi que tous **mes amis** de l'intérieur et de l'extérieur, pour leur sympathie et leur soutien durant toutes ces années dans lesquelles s'est déroulé ce travail.

Enfin, j'adresse une pensée particulière et pleine de gratitude à **mes parents** et toute **ma famille** en Syrie. Ce travail leur appartient.



© 2005 Tous droits réservés.
http://www.univ-lille1.fr/bustl

# RÉSUMÉ

Le présent travail comporte une étude expérimentale et numérique des vibrations induites dans le sol par le battage et le vibrofonçage de pieux.

Il comporte quatre parties :

La première partie présente une analyse bibliographique des vibrations induites dans le sol par le battage de pieux. Elle expose la technologie de battage, la génération et la transmission des différentes ondes, les impacts des vibrations sur l'environnement et les dispositifs d'isolation vibratoire.

La seconde partie présente une analyse des mesures effectuées lors de la réalisation d'essais de battage de pieux et palplanches à Merville. Cette analyse est effectuée selon deux approches : *conventionnelle* "basée sur l'analyse des signaux totaux enregistrés" et *avancée* "basée sur la séparation à l'aide de la méthode *Slant Stack* des ondes observées sur les signaux et l'analyse de chaque onde séparément". Elle permet d'analyser la forme des vibrations et leur contenu fréquentiel, les types et les caractéristiques de dispersion des ondes induites, l'influence de l'enfoncement du pieu, l'efficacité d'isolation vibratoire par un rideau de palplanches.

La troisième partie est consacrée à une modélisation par de la méthode des éléments finis des vibrations induites par le battage de pieux. Le modèle numérique est validé sur des mesures in situ. Ensuite, il est utilisé pour réaliser une étude paramétrique du battage dans des sols homogènes et complexes. Les paramètres étudiés comprennent les propriétés mécaniques et l'hétérogénéité du sol, l'enfoncement du pieu, l'isolation des vibrations par tranchées et l'impact du battage sur une structure avoisinante.

La quatrième partie traite les vibrations induites par le vibrofonçage de pieux. La méthodologie adoptée est similaire à celle du battage : synthèse bibliographique, mesures in situ et modélisation numérique à l'aide de la méthode des éléments finis.

**Mots clés :** Battage, vibrofonçage, pieux, ondes de vibration, atténuation, in situ, éléments finis, éléments infinis, méthode Slant Stack, isolation, structure.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

# ABSTRACT

This work includes an experimental and numerical study of ground vibrations due to pile driving by impact and vibratory hammers.

It includes four parts:

The first part concerns a literature review of ground vibrations due to pile driving. It presents the piling technology, the generation and transmission of waves in the soil, the environmental impact of vibration and the vibratory isolation technology.

The second part presents analysis of experimental data recorded during pile and sheet pile driving at Merville. Analysis is carried out according to two approaches: *conventional* "based on the analysis of the recorded total signals" and *advanced* "based on the separation of the waves observed on the signals and the analysis of each wave separately". It allows the determination of the type and dispersion characteristics of waves, the influence of piling depth and the efficiency of vibratory isolation by a sheet pile wall.

The third part presents a finite element modelling of ground vibrations due to pile driving. The numerical model is validated on field measurements. Then, it is used to carry out a parametric study of piling in homogeneous and complex soils. The parameteric study concerns the soil properties, the piling depth, the isolation by trenches and the piling impact on adjacent structures.

The fourth part deals with ground vibrations induced by vibratory pile driving. The study is carried out with the methodology used for analysing pile driving: literature analysis, field measurements and finite element modelling.

**Key words:** Impact, driving, vibratory driving, piles, waves, attenuation, field, finite elements, infinite elements, Slant-Stack method, isolation, structure.



© 2005 Tous droits réservés. 

# SOMMAIRE

**AVANT-PROPOS** ..... **II**
**RÉSUMÉ** ..... **IV**
**ABSTRACT** ..... **V**
**SOMMAIRE** ..... **VI**
**PRINCIPALES SYMBOLES UTILISÉES** ..... **X**
**INTRODUCTION GÉNÉRALE** ..... **1**
**CHAPITRE 1 :VIBRATIONS INDUITES PAR LE BATTAGE DE PIEUX : ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE** ..... **3**
1.1. INTRODUCTION ..... 4
1.2. TECHNOLOGIE DE BATTAGE ..... 4
1.2.1. Historique ..... 4
1.2.2. Classification des pieux ..... 5
1.2.3. Technique de battage de pieux ..... 6
1.3. VIBRATIONS INDUITES PAR LE BATTAGE DE PIEUX ..... 8
1.3.1. Types d'ondes ..... 8
1.3.2. Vitesse de propagation des ondes sismiques ..... 9
1.3.3. Caractéristiques d'une onde de vibration ..... 10
1.3.4. Ondes de vibration dues au battage de pieux ..... 11
1.3.5. Système de mesure des vibrations ..... 13
1.4. EFFETS DES VIBRATIONS ET VALEURS LIMITES ..... 14
1.5. ATTENUATION DES VIBRATIONS ..... 20
1.5.1. Paramètres influençant l'amplitude des vibrations ..... 20
*1.5.1.1. Influence de la distance de la source de vibration* ..... *20*
*1.5.1.2. Influence de la nature du sol et la fréquence de vibration* ..... *22*
*1.5.1.3. Influence de la structure géologique du sol* ..... *24*
*1.5.1.4. Influence de l'énergie de battage* ..... *24*
1.5.2. Prédiction des vibrations induites par le battage de pieux ..... 24
*1.5.2.1. Formules empiriques et théoriques* ..... *25*
*1.5.2.2. Les méthodes numériques* ..... *28*
1.6. INFLUENCE DE LA SATURATION DE SOL ..... 29
1.7. ISOLATION VIBRATOIRE ..... 31
1.8. CONCLUSIONS ..... 33
**CHAPITRE 2 :MESURES DES VIBRATIONS INDUITES PAR ESSAIS EN VRAIE GRANDEUR DE BATTAGE DE PIEUX** ..... **35**
2.1. INTRODUCTION ..... 36



© 2005 Tous droits réservés.
http://www.univ-lille1.fr/bustl

2.2. PRÉSENTATION DU SITE EXPÉRIMENTAL DE MERVILLE ..... 36
2.3. PRESENTATION DES ESSAIS ..... 38
2.4. ÉQUIPEMENT UTILISÉ ET MESURES EFFECTUÉES ..... 39
2.4.1. Équipement utilisé ..... 39
2.4.2. Mesures effectuées ..... 40
2.5. ANALYSE DES VIBRATIONS INDUITES PAR LE BATTAGE DU PIEU 1 PAR APPROCHE CONVENTIONNELLE ..... 42
2.5.1. Analyse des mesures de la composante verticale ..... 43
*2.5.1.1. Résultats de mesure ..... 43*
*2.5.1.2. Analyse critique des résultats de mesure ..... 44*
2.5.2. Analyse des mesures des composantes longitudinale et transversale ..... 50
*2.5.2.1. Résultats de mesure ..... 50*
*2.5.2.2. Analyse critique des résultats de mesure ..... 51*
2.5.3. Analyse globale des mesures des composantes verticale et longitudinale ..... 55
2.5.4. Conclusion ..... 57
2.6. ANALYSE PAR APPROCHE AVANCÉE – MÉTHODE SLANT STACK ..... 57
2.6.1. Principe de la méthode Slant Stack ..... 57
2.6.2. Analyse des mesures de la composante verticale ..... 59
*2.6.2.1. Analyse par Slant Stack ..... 59*
*2.6.2.2. Modèle numérique des courbes de dispersion ..... 63*
*2.6.2.3. Analyse de l'atténuation de la composante verticale de vibration ..... 68*
*2.6.2.4. Conclusion concernant la composante verticale ..... 74*
2.6.3. Analyse des mesures de la composante longitudinale ..... 75
*2.6.3.1. Analyse par Slant Stack ..... 75*
*2.6.3.2. Analyse de l'atténuation de la composante longitudinale de vibration ..... 79*
*2.6.3.3. Conclusion concernant la composante longitudinale ..... 83*
2.6.4. Analyse globale des composantes verticale et longitudinale ..... 84
2.7. INFLUENCE DE L'EXISTENCE DU RIDEAU DE PALPLANCHES ..... 88
2.8. CONCLUSIONS ..... 88
**CHAPITRE 3 : MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES VIBRATIONS INDUITES PAR LE BATTAGE DE PIEUX ..... 91**
3.1. INTRODUCTION ..... 92
3.2. MODÉLISATION DE LA FORCE DE BATTAGE ..... 92
3.3. MODÈLE NUMÉRIQUE ET PROGRAMMES DE CALCUL ..... 93
3.3.1. Discrétisation par éléments finis ..... 93
3.3.2. Maillage et discrétisation temporelle ..... 94
3.3.3. Conditions utilisées ..... 95
3.3.4. Paramètres exigés pour le calcul ..... 95
3.4. VALIDATION ..... 96
3.5. ÉTUDE DES VIBRATIONS INDUITES PAR LE BATTAGE ..... 98
3.5.1. Exemple de référence ..... 99
3.5.2. Influence de l'enfoncement du pieu ..... 101



© 2005 Tous droits réservés.
http://www.univ-lille1.fr/bustl

3.5.3. Mouvement dans le massif du sol ..... 102

3.6. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE ..... 105

3.6.1. Influence de la durée de chargement $t_C$ ..... 105
3.6.2. Influence des propriétés mécaniques ..... 105
3.6.3. Vibrations dans un sol bi-couche ..... 108

3.7. ISOLATION PAR TRANCHÉES ..... 110

3.7.1. Présentation de l'exemple traité ..... 110
3.7.2. Influence du matériau de remplissage ..... 110
3.7.3. Influence de la profondeur de tranchée ..... 111

3.8. INFLUENCE DES VIBRATIONS SUR UNE STRUCTURE AVOISINANTE ..... 112

3.8.1. Présentation de l'exemple traité ..... 112
3.8.2. Influence de la présence de la structure ..... 114
3.8.3. Vibrations induites dans la structure ..... 115

3.9. CONCLUSIONS ..... 116

**CHAPITRE 4 : VIBRATIONS INDUITES PAR LE VIBROFONÇAGE DE PIEUX ..... 118**

4.1. INTRODUCTION ..... 119

4.2. MESURES IN SITU ..... 123

4.2.1. Présentation des essais ..... 125
4.2.2. Équipement utilisé et mesures effectuées ..... 125
*4.2.2.1. Équipement utilisé ..... 125*
*4.2.2.2. Mesures effectuées ..... 126*
4.2.3. Vibrofonçage du pieu 2 ..... 126
*4.2.3.1. Composante verticale ..... 127*
*4.2.3.2. Composantes longitudinale et transversale ..... 131*
*4.2.3.3. Analyse globale des mesures ..... 135*
*4.2.3.4. Influence de l'existence du rideau de palplanches ..... 137*
4.2.4. Vibrofonçage des palplanches 2 ..... 138
*4.2.4.1. Composante verticale ..... 138*
*4.2.4.2. Composantes longitudinales et transversale ..... 142*
*4.2.4.3. Analyse globale des mesures ..... 144*
*4.2.4.4. Influence de l'existence du rideau de palplanches ..... 146*

4.3. MODÉLISATION NUMÉRIQUE ..... 147

4.3.1. Modèle numérique ..... 147
4.3.2. Validation expérimentale ..... 148
4.3.3. Étude des vibrations induites par le vibrofonçage ..... 151
*4.3.3.1. Exemple de référence ..... 151*
*4.3.3.2. Influence de l'enfoncement du pieu ..... 153*
*4.3.3.3. Mouvement dans le massif du sol ..... 154*
4.3.4. Étude paramétrique ..... 156
*4.3.4.1. Influence de la fréquence de charge $f_C$ ..... 156*
*4.3.4.2. Influence des propriétés mécaniques ..... 157*
*4.3.4.3. Vibrations dans un sol bi-couche ..... 159*
4.3.5. Isolation par tranchées ..... 161



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

*4.3.5.1. Influence du matériau de remplissage ..... 162*
*4.3.5.2. Influence de la profondeur de tranchée ..... 163*

4.4. CONCLUSIONS ..... 164

**CONCLUSION GÉNÉRALE ..... 166**

**RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES ..... 168**

**ANNEXES ..... 182**

**ANNEXE I :ANALYSE DES VIBRATIONS INDUITES PAR LE BATTAGE DES PALPLANCHES 1 ..... 183**

I.1. INTRODUCTION ..... 183

I.2. ANALYSE DES VIBRATIONS - APPROCHE CONVENTIONNELLE ..... 183

I.2.1. Composante verticale ..... 184
I.2.2. Composantes longitudinale et transversale ..... 188
I.2.3. Analyse globale des mesures ..... 192
I.2.4. Influence de l'existence du rideau de palplanches ..... 193

I.3. ANALYSE DES VIBRATIONS - APPROCHE AVANCÉE ..... 193

**ANNEXE II :ANALYSE PAR SLANT STACK DES SIMULATIONS NUMÉRIQUES DE LA COMPOSANTE VERTICALE DE VIBRATION ..... 195**

II.1. ANALYSE PAR SLANT STACK DES RÉSULTATS NUMÉRIQUES ..... 195

II.2. COMPARAISON DES RÉSULTATS MESURES - SIMULATIONS ..... 198



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

# PRINCIPALES SYMBOLES UTILISÉES

| Notation | Unité | Définition |
|---|---|---|
| onde P | - | onde de compression (onde longitudinale) |
| onde S | - | onde de cisaillement (onde transversale) |
| onde R | - | onde de Rayleigh |
| onde L | - | onde de Love |
| onde SV | - | onde de cisaillement vertical |
| $\rho$ | $(t/m^3)$ | masse volumique |
| E | MPa | module d'Young |
| G | MPa | module de cisaillement |
| $\nu$ | - | coefficient de Poisson |
| $\lambda,\mu$ | - | constants de Lamé |
| $\lambda_i$ | m | longueur de l'onde *i* |
| $C_i$ | m/s | vitesses de propagation de l'onde *i* |
| Q | - | coefficient de qualité |
| $\xi$ | % | taux d'amortissement |
| $\delta$ | - | décrément logarithmique |
| $\eta$ | - | facteur de perte |
| $\omega$ | rad/s | pulsation |
| $I_P$ | N.s/m | Impédance du pieu |
| m | - | coefficient de pseudo-atténuation |
| $V_V$ | mm/s | composante verticale de vibration |
| $V_L$ | mm/s | composante horizontale longitudinale de vibration |
| $V_T$ | mm/s | composante horizontale transversale de vibration |
| V | mm/s | résultant des trois composantes perpendiculaires |
| $V_{Vmax}$ | mm/s | amplitude (zéro-à-pic) des vibrations verticales |
| $V_{Lmax}$ | mm/s | amplitude (zéro-à-pic) des vibrations longitudinales |
| $V_{Tmax}$ | mm/s | amplitude (zéro-à-pic) des vibrations transversales |
| $V_{max}$ | mm/s | amplitude (zéro-à-pic) du résultant des vibrations |
| r | m | distance entre le point de mesure et la source (le pieu) |
| Z | m | enfoncement du pieu ou des palplanches |
| $N_{SPT}$ | - | nombre de coups dans un test SPT |
| d | m | profondeur à partir de la surface du sol |
| n | - | coefficient d'amortissement géométrique |
| $\alpha$ | $m^{-1}$ | coefficient d'amortissement matériel |
| $W_0$ | joules | énergie de battage ou vibrofonçage |
| $D_P$ | m | diamètre du pieu |
| $L_P$ | m | longueur du pieu |
| $f_C$, $f_S$ | Hz | fréquence de charge, fréquence propre du sol |
| $W_{(t,r)}$ | - | mouvement du sol à distance r (domaine temporel) |
| $W_{(f,r)}$ | - | mouvement du sol à distance r (domaine fréquentiel) |
| $S_{(t)}$ | - | fonction de source (domaine temporel) |
| $S_{(f)}$ | - | fonction de source (domaine fréquentiel) |
| $S_{el(f)}$ | - | fonction de source équivalente et linéaire (domaine fréquentiel) |
| $G_{(t,r)}$ | - | fonction de propagation (domaine temporel) |



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

| | | |
|---|---|---|
| $G_{(t,f)}$ | - | fonction de propagation (domaine fréquentiel) |
| $p_l$ | MPa | pression limite de Ménard |
| $E_m$ | MPa | module de déformation (essai pressiométrique) |
| $q_c$ | MPa | résistance à la pointe |
| dt | ms | pas d'échantillonnage |
| $R_r$ | m | distance du rideau de palplanches de la source |
| SL | - | Slant Stack |
| s(t,r) | - | signal bidimensionnel |
| $\tau$ | s | retard linéaire |
| p | s/m | slowness (inverse de la vitesse) |
| $C_{ph}(\omega)$ | m/s | caractéristique de dispersion |
| $C_{ij}$ | m/s | vitesse de propagation de l'onde *i* observée sur les mesures de la composante *j* de vibration |
| $V_{ij}$ | mm/s | amplitude de l'onde *i* observée sur les mesures de la composante *j* de vibration |
| $C_{ph}$ | m/s | vitesse de phase |
| $\theta$ | rad | angle d'incidence de l'onde |
| $R_1$ | - | premier mode des ondes de surface |
| $R_2$ | - | second mode des ondes de surface |
| $\Delta x$ | m | pas de discrétisation géométrique |
| $\Delta t$ | s | incrément de temps |
| $S_t$ ou $S_P$ | m² | section du tube, section du pieu |
| $D_{Vmax}$ | mm | amplitude (zéro-à-pic) du déplacement vertical |
| $D_{Lmax}$ | mm | amplitude (zéro-à-pic) du déplacement longitudinal |
| $t_C$ | s | durée de chargement |
| $r_t$ | m | distance entre la tranchée et le pieu |
| $Z_t$ | m | profondeur de la tranchée |
| $M_{vib}$ | kg | masse du vibreur |
| $M_{pin}$ | kg | masse des pinces |
| $M_{total}$ | kg | masse total du vibreur et des pinces |
| $F_{S(N)}$ | N | force statique du vibreur |
| T | N | force de retenue exercée par la grue |
| g | m/s² | l'accélération gravitationnelle |
| e | m | l'excentricité des masselottes |
| $m_e$ | kg.m | moment d'excentricité du vibreur |
| $F_{V(t)}$ | - | force dynamique exercée par le vibreur |
| $k_i$ | N | le nombre de l'onde i |
| $\Delta r$ | m | espacement entre deux points de mesure ou de calcul |



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les pieux et palplanches peuvent être installés par battage ou vibrofonçage. En général, le fonçage de pieux s'effectue par battage dans les sols cohérents et par vibrofonçage dans les sols granulaires. Chacun des deux procédés, battage et vibrofonçage, induit dans le sol des ondes de différents types. Elles peuvent être observées à la surface sous forme de vibrations transitoires (en cas de battage) ou périodiques (en cas de vibrofonçage). L'étude de ces vibrations est fort complexe, en particulier dans les sols hétérogènes. Dans tels sols, les ondes subissent des réfractions et des réflexions aux interfaces; leurs amplitudes sont modifiées par les structures géologiques traversées, ce qui peut influencer les vibrations arrivant à la surface du sol.

Les vibrations transmises dans le sol peuvent causer de nuisances aux usagers et aux structures si leur amplitude dépasse le "seuil de tolérance". Pendant les 20 dernières années, de nombreux codes et règlements ont été publiés pour définir des valeurs limites des vibrations au-dessus desquelles des nuisances peuvent être causées aux usagers et aux structures. La prévision de l'amplitude des vibrations transmises dans le sol par l'installation des pieux est nécessaire pour estimer l'impact de l'installation sur l'environnement. Lorsque l'amplitude prévue dépasse le seuil, on peut changer de procédure en utilisant des dispositifs d'isolation comme l'installation de barrières d'ondes.

Des mesures réalisées sur chantiers ont montré que les vibrations perdent de l'énergie pendant leur propagation et que leur amplitude à la surface du sol diminue avec la distance du pieu. Cette atténuation résulte de deux types d'amortissement : géométrique et matériel. La relation entre l'amplitude des vibrations et la distance du pieu (relation d'atténuation) a fait l'objet de plusieurs recherches qui ont débouché sur des nombreuses relations. La généralisation de ces relations, établies à partir des mesures sur configurations particulières du sol, peut conduire à des résultats erronés. Ainsi, une analyse plus approfondie des vibrations dues à l'installation des pieux est nécessaire.

Les mesures in situ constituent une bonne méthode pour prévoir les vibrations susceptibles de se produire dans le sol. Mais, la réalisation de telles mesures n'est pas toujours évidente, en particulier dans les sites urbains. Dans ce cas, il est nécessaire de procéder à des simulations numériques. La recherche bibliographique a montré que peu de travaux de modélisation ont été consacrés à l'étude des vibrations induites par le battage ou le vibrofonçage de pieux.

Le présent travail a pour but d'étudier les ondes induites par le battage et le vibrofonçage de pieux en vue de la détermination de leur nuisance sur l'environnement (usagers et ouvrages). L'étude est effectuée à l'aide des mesures fines réalisées lors des expérimentations in situ et par une modélisation numérique par éléments finis. Le travail est présenté en quatre chapitres :

Le premier chapitre comporte une synthèse des travaux réalisés sur les vibrations induites dans le sol par le battage de pieux. Après un aperçu sur la classification et les techniques de battage des pieux, on présente les différents types d'ondes, les systèmes de mesure des vibrations, les effets des vibrations et les seuils de tolérance selon les critères humain et



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

structurel. Ensuite, on présente une synthèse des travaux réalisés sur l'atténuation des vibrations, les paramètres influençant l'amplitude des vibrations, l'influence de la saturation du sol sur la propagation des ondes et les dispositifs d'isolation vibratoire.

Le second chapitre présente une analyse des mesures effectuées lors de deux essais de battage à Merville (battage d'un tube Ø508mm et battage d'une paire de palplanches AU16). Après la présentation du site, de l'équipement utilisé et les mesures effectuées, on analyse les résultats selon deux approches : *conventionnelle* "basée sur l'analyse des signaux totaux enregistrés" et *avancée* "basée sur la séparation des ondes observées sur les signaux et l'analyse de chaque onde séparément". La séparation est effectuée à l'aide de la méthode Slant Stack, appelée également "transformation p-τ". La première approche est utilisée pour étudier la forme des vibrations et leur contenu fréquentiel, l'influence de l'enfoncement du pieu, l'atténuation des vibrations et l'effet d'un rideau de palplanches installé près du pieu battu. La seconde approche est utilisée pour déterminer le type et les caractéristiques de dispersion des ondes comprises dans les signaux enregistrés. Elle permet de mieux comprendre le mécanisme de génération des différentes ondes et leur évolution en fonction de la distance et l'enfoncement du pieu.

Le troisième chapitre comporte une modélisation à l'aide de la méthode des éléments finis des vibrations induites dans le sol par le battage de pieux. Le modèle numérique a été validé sur les mesures in situ. Ensuite, il est utilisé pour étudier l'influence de certains paramètres (propriétés mécaniques du sol et durée de charge), le battage du pieu dans des sols complexes, l'influence de l'enfoncement du pieu, l'influence des vibrations sur les structures avoisinantes et l'efficacité des tranchées comme dispositif d'isolation vibratoire.

Le quatrième chapitre traite les vibrations induites par le vibrofonçage de pieux. La méthodologie adoptée est similaire à celle du battage : après une synthèse bibliographique sur la technologie et le matériel de vibrofonçage, on donne une analyse des mesures effectuées lors de la réalisation de deux expérimentations à Merville. Ensuite, on présente les résultats d'une étude des vibrations par la méthode des éléments finis.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

# CHAPITRE 1 :
# VIBRATIONS INDUITES PAR LE BATTAGE DE PIEUX : ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

## 1.1. INTRODUCTION

Le battage de pieux présente avec le vibrofonçage les deux principales techniques utilisées pour l'installation de pieux. Chacun des deux procédés induit 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 diminue avec la distance du pieu. La détermination de la relation entre l'amplitude des vibrations et la distance du pieu (relation d'atténuation) a fait l'objet de plusieurs recherches (Attewell & farmer 1973, Selby 1991, Jongmans 1996, Kim & Lee 2000, Hwang *et al.*, 2001, etc.) 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).

Dans ce chapitre, nous présenterons, après un aperçu sur la technologie de battage de pieux, une synthèse des travaux menés sur les vibrations induites dans le sol par le battage de pieux, le système de mesure de vibrations, les effets des vibrations sur les usagers et les structures avoisinantes, une synthèse des valeurs limites adoptées dans certains pays, l'atténuation des ondes, l'influence de la saturation du sol sur le type et la propagation des ondes dans le sol, et enfin, les dispositifs d'isolation des vibrations.

## 1.2. TECHNOLOGIE DE BATTAGE

### 1.2.1. Historique

L'utilisation de pieux en bois remonte à plusieurs siècles où des pilots en bois sont connus d'avoir été utilisés dès l'époque préhistorique. De nombreux ouvrages, conservés à nos jours, sont fondés sur pieux. A titre d'exemple, le Campanile de Venise a été construit sur des fondations de pieux en bois en 1173 au Moyen-âge. Au cours du temps, la nécessité de construire des grandes structures a exigé l'utilisation de pieux plus performants que ceux en bois. Ainsi, de pieux en béton et en acier ont été utilisés au début et en fin du 19$^{ème}$ siècle, respectivement. Au fur et à mesure, l'acier et le béton, quelquefois la conjugaison des deux, sont pratiquement devenus les seuls matériaux utilisés dans la fabrication de pieux. Les palplanches ont été utilisées depuis longtemps également. Historiquement, les premières palplanches ont été en bois, en fonte, et en sections constituées. Au début du 20ème siècle, précisément en 1908, les palplanches en acier ont été utilisées pour la première fois dans un grand projet*.

La méthode d'installation de pieux a connu un développement rapide. En principe, les anciens pieux étaient installés à l'aide d'un mouton actionné à la main, le relevage s'effectuait par un système de cordes et poulie appelé sonnette à tiraude, et l'enfoncement était obtenu par

* (http://www.arbeddamwand.nl/ADNL/PDF/general_EN.pdf)



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

la chute libre de la masse sur le pieu. Toutefois, la révolution industrielle, avec l'utilisation de l'énergie à vapeur, a changé la situation rigoureusement. L'invention par Nasmyth en 1845 du premier mouton à vapeur désigné pour le battage de pieux a déclenché l'installation moderne de pieux. Les marteaux à vapeur ont été remplacés graduellement par les marteaux diesel et les marteaux hydrauliques. En plus du battage, différentes techniques d'exécution de pieux sont actuellement utilisées (vibrofonçage, forage, lançage).

La prévision du battage de pieux s'effectuait à l'aide des formules de battage. Pendant les années 60, les premières analyses par l'équation d'onde (Stress Wave Equation) des mesures de battage de pieux ont été effectuées sur pieux en béton. Telles mesures ont été utilisées fréquemment pendant les années 70 et ont aidé à remplacer les anciennes formules pour la prévision de battage et le contrôle de qualité. Les mesures de propagation d'onde pendant le battage de pieux et les méthodes plus sophistiquées d'analyse par l'équation d'onde de ces mesures comme CAPWAP et GRLWEAP ont permis de mieux comprendre le processus de battage de pieux et l'évaluation de leur capacité portante (Rausche *et al.* 2004).

## 1.2.2. Classification des pieux

Les pieux peuvent être classés selon la nature du matériau du pieu (bois, béton, acier) ou le mode d'exécution (pieux façonnés à l'avance et mis en place par battage ou vibrofonçage, pieux forés exécutés en place).

Les pieux peuvent être aussi classés selon le type de sollicitations imposées au sol par la mise en place du pieu. On distingue (Fig. 1.1) :

- les pieux qui provoquent un refoulement du sol (pieux foncés);
- les pieux qui ne provoquent pas de refoulement du sol (pieux forés).

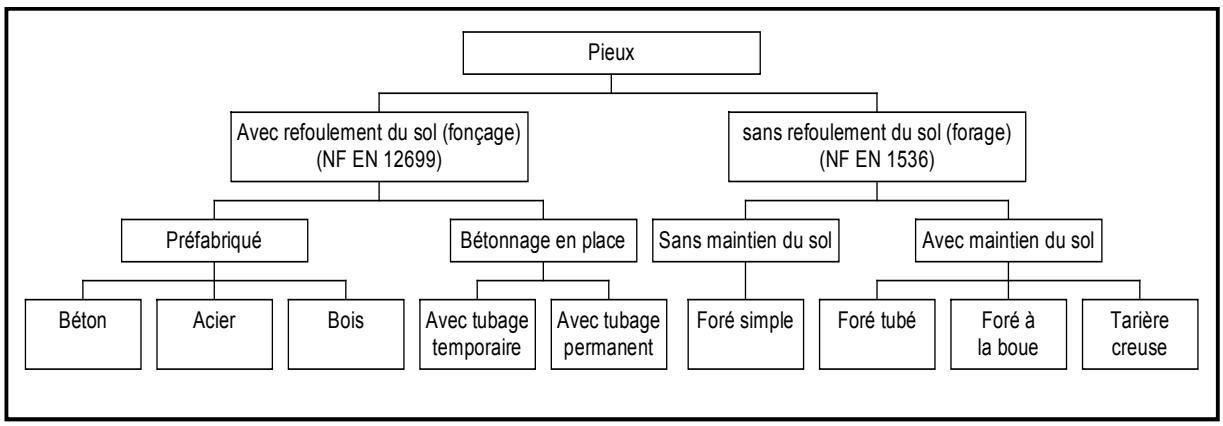



Figure 1.1 : Classification de pieux.

En plus des catégories de pieux mentionnées ci-dessus, on peut distinguer certains pieux, appelés 'pieux particuliers', dont le comportement est intermédiaire entre les deux catégories précédentes et leur exécution nécessite spécifiques considérations. À titre d'exemple, nous pourrions désigner par pieux particuliers : les pieux de Franki, les pieux métalliques (H, tubes, palpieux), pieux de sable, pieux à vis en béton, etc.. Pour une description détaillée de ce type de pieux, l'on peut se reporter aux références bibliographiques (Frank 1995, Bousquet 1980).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Le choix du type de pieux à utiliser dans un projet dépend d'une grande variété de facteurs, y compris le type du sol, la corrosion, la disponibilité et le coût local, la préférence d'entrepreneur et la capacité portante.

## 1.2.3. Technique de battage de pieux

### Principe de battage de pieux

Le principe de battage d'un pieu est d'enfoncer le pieu dans le sol en laissant tomber une masse lourde à son extrémité supérieure. Il faut assurer, d'un côté, la tenue et le guidage du pieu ; d'autre côté, la mise en œuvre de l'énergie de battage. En fait, la chute du marteau sur la tête du pieu entraîne une onde qui se propage le long du fût du pieu jusqu'à la pointe. 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 par conséquence d'assurer l'enfoncement du pieu dans le sol; une deuxième petite partie réfléchit et remonte dans le pieu vers la tête et une partie importante de l'énergie est transmise au sol sous forme d'ondes élastiques (Ramshaw *et al.*, 1998).

### Équipements de battage de pieux

Le battage d'un pieu nécessite les équipements suivants :

- un *guidage* constitué soit
  - d'une *sonnette* qui constitue l'engin le plus classique qui assure à la fois le guidage du pieu et du mouton. La sonnette peut être verticale ou inclinée;
  - d'un *mât de battage* généralement fixé en deux points sur grue à chenilles, éventuellement inclinable;
  - d'un *mât suspendu (jumelle pendante)* qui est un équipement très léger et très mobile qui s'appuie sur le pieu à battre et il sert à guider le mouton uniquement;

- un *mouton* (masse qui vient frapper l'élément à enfoncer). Parmi les différents types de moutons utilisés pour le battage de pieux, on peut citer:
  - les moutons à chute libre ;
  - les moutons à simple effet (Fig. 1.2a) ;
  - les moutons à double effet ou les marteau trépideurs (Fig. 1.2b); et
  - les moutons diesel (Fig. 1.2c).

  Le tableau 1.1 donne les caractéristiques principales (mode de fonctionnement, cadence et type de pieux battu) pour les moutons cités ci-dessus;

- un *casque de battage* interposé entre le pieu battu et le mouton. Le casque est un accessoire indispensable au battage parce qu'il protège le pieu et évite sa dégradation. Il est construit généralement en acier moulé; sa partie inférieure est adaptée au pieu à battre, et sa partie supérieure comporte un logement destiné à recevoir le marteau;

- un *martyr* qui est un amortisseur qui sert à réduire le rebondissement du mouton et éviter la dégradation du casque. D'habitude, il est constitué en bois fretté ou renforcé par des câbles.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

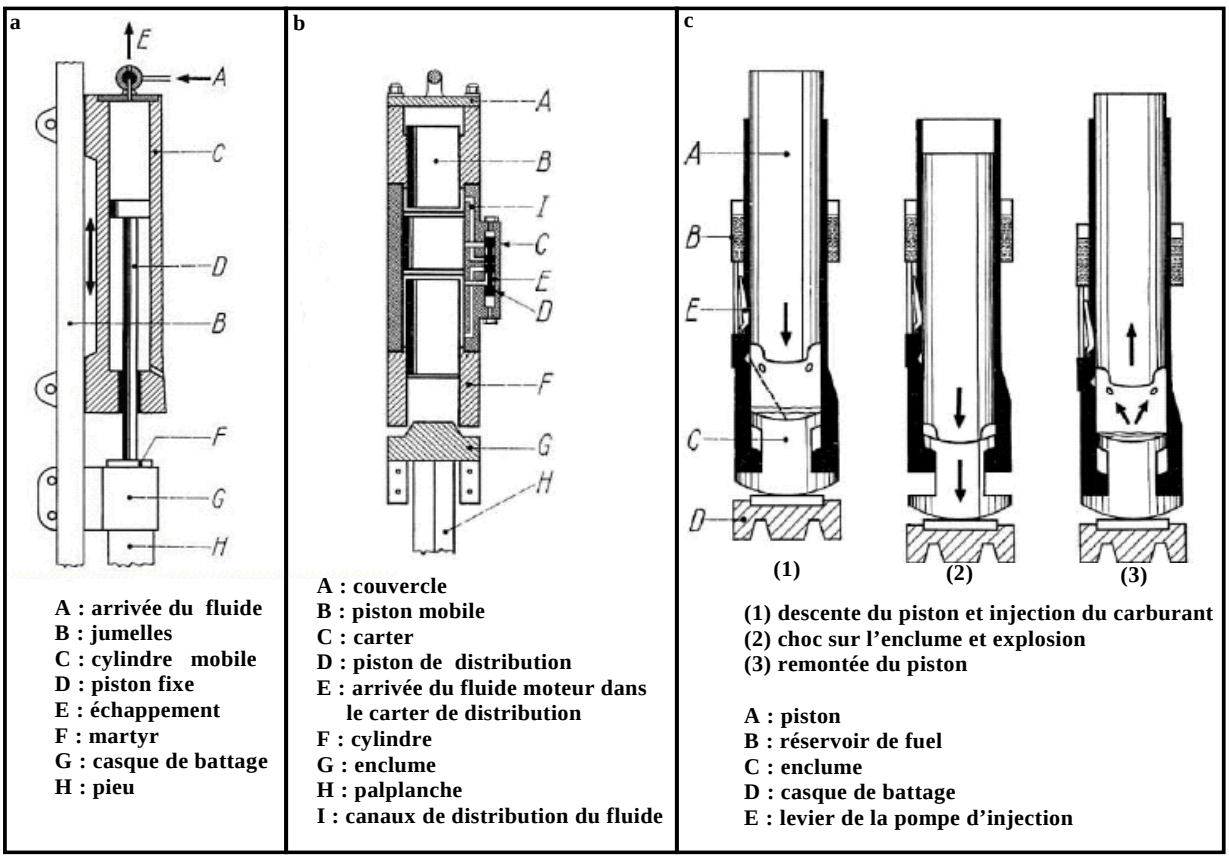



Figure 1.2 : Moutons de battage de pieux (Bousquet 1980) :
a) mouton à simple effet b) mouton à double effet c) mouton diesel.

| Mouton | Fonctionnement | Cadence (coups/min) | Utilisation |
|---|---|---|---|
| A chute libre | Le mouton est remonté à l'aide d'un câble qui s'enroule sur le tambour d'un treuil et chute librement après relâchement | 20 - 30 | Pieux courts de faible diamètre |
| A simple effet masse : 0,8 – 24 t | Le mouton est remonté à l'air comprimé ou à la vapeur avant la chute libre | 40 - 60 | Pieux préfabriqués lourds Pieux à tubes battus dans des sols très compacts |
| Trépideur ou à double effet | L'énergie est transmise à la montée et à la descente et le mouvement diminue le frottement latéral pendant la mise en œuvre. Le mouton est mu par un fluide (air comprimé, vapeur sous pression, circuit hydraulique) | 120 - 460 | Pieux préfabriqués légers<br>Tubages battus |
| Diesel masse : 2,7 – 5 t | Fonctionne comme un moteur diesel par injection de carburant entre l'enclume et le piston. L'énergie provoquée par l'explosion est transmise à l'enclume et remonte le piston qui en retombant actionne la pompe d'injection | 35 - 70 | divers |

Tableau 1.1 : Moutons utilisés pour le battage de pieux.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

# 1.3. VIBRATIONS INDUITES PAR LE BATTAGE DE PIEUX

## 1.3.1. 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 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**, 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 (Fig. 1.3a). Les ondes **secondaires**, également appelées « ondes **S**, ondes de cisaillement ou ondes transversales » ; à leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde (Fig. 1.3b). 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.

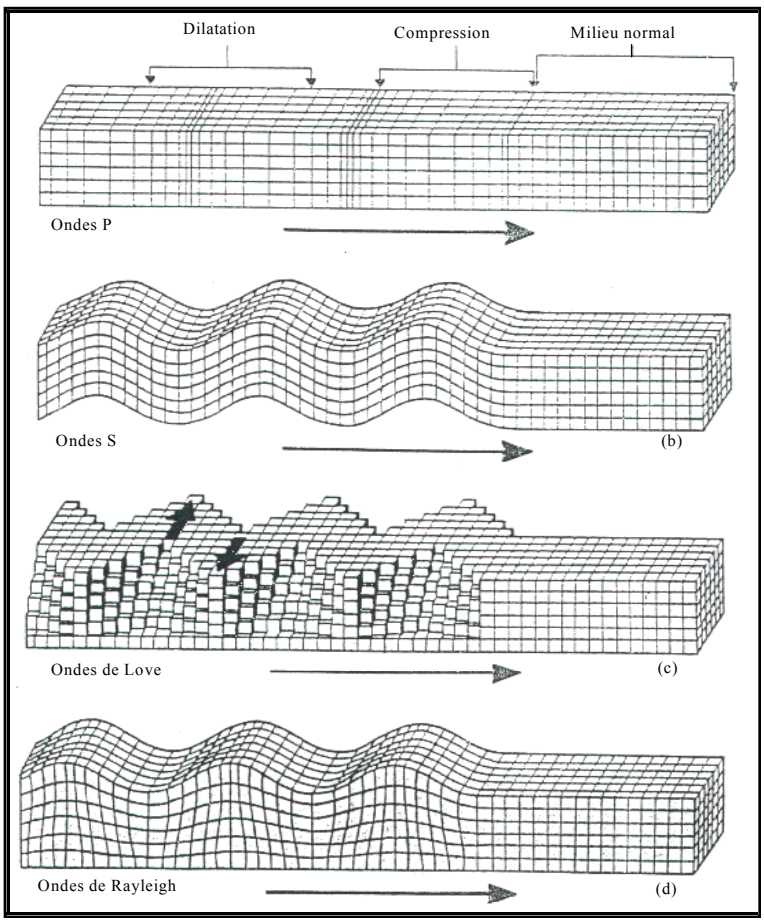



Figure 1.3 : Types d'ondes dans le sol (Athanasopoulos *et al.*, 2000).



© 2005 Tous droits réservés. 

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 (Fig. 1.3c); elles provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices. Pour les ondes de Rayleigh**,** le déplacement est complexe, assez semblable à celui d'une poussière portée par une vague, un mouvement à la fois horizontal et vertical (elliptique) (Fig. 1.3d). Dans un sol uniforme (techniquement décrit comme homogène, isotrope et linéairement élastique) les ondes de Rayleigh R sont le seul type d'ondes de surface à se produire (Longinow *et al.*, 1998). Par contre, les ondes de Love se produisent dans les sols hétérogènes stratifiés; Athanasopoulos *et al.* (2000) indiquent qu'elles existent seulement dans les sols stratifiés où il y a une couche superficielle de vitesse de propagation faible au-dessus d'une couche de vitesse plus élevée. D'après Svinkin *et al.* (2000) et Svinkin (2004), 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.

## 1.3.2. 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. Notons par :

$\rho$ : masse volumique du sol (t/m$^3$) ;
E : module d'élasticité du sol (kPa) ;
G : module de cisaillement du sol (kPa) ;
$\nu$ : coefficient de Poisson du sol
$\lambda$ : constant de lamé du sol

Les vitesses de propagation des ondes sont données par les formules suivantes (Kinsler *et al.*, 1982):

- pour les ondes **P** :

$$C_P = \sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \qquad \text{(Eq. 1.1)}$$

- pour les ondes **S** :

$$C_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \qquad \text{(Eq. 1.2)}$$

- Pour l'onde de surface de Rayleigh **R** :

$$C_R = \sqrt{\frac{0{,}87+1{,}12\nu}{1+\nu}}\, C_S \qquad \text{(Eq. 1.3)}$$

Le rapport des vitesses des ondes **P** et **S** est donc :



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

$$\frac{C_P}{C_S}=\sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \qquad \text{(Eq. 1. 4)}$$

### 1.3.3. 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 1.4 illustre les caractéristiques d'une onde harmonique exprimées en terme d'amplitude, de période T et de longueur d'onde λ.

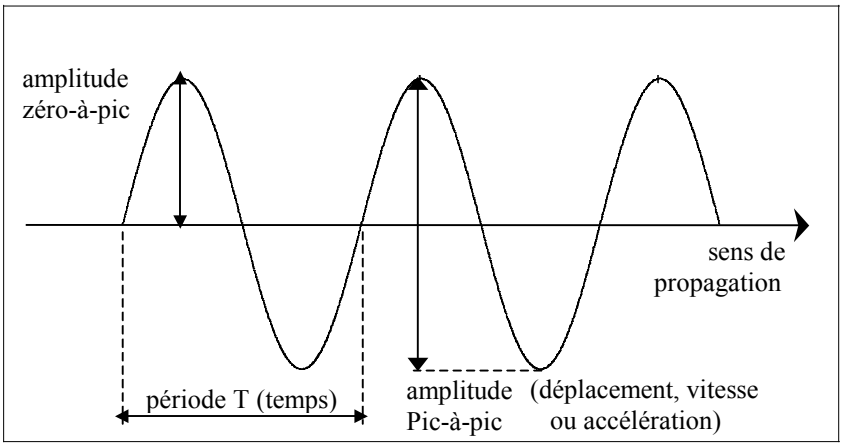



Figure 1.4 : Caractéristiques d'une onde de vibration.

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 le vitesse de propagation C, est la vitesse du déplacement d'une particule individuelle du sol lorsque l'onde de vibration passe par sa position (Heckman & Hagerty 1978). 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. Ceci peut se rapporter :

- au vecteur somme des trois composants perpendiculaires (Amick & Gendreau 2000, Jaksa, *et al.* 2002) ;
- à la valeur maximale parmi les trois valeurs d'amplitude (zéro-à-pic) dans les trois directions (composante maximale);
- simplement, à la valeur maximale (zéro-à-pic) de la composante verticale ( Hendriks 2002 , Athanasopoulos & Pelekis 2000);
- à la valeur de la vitesse résultante des trois valeurs maximales, indépendamment du temps d'occurrence, calculée à partir de la formule :



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

$$V_r = \sqrt{V_{V\max}^2 + V_{L\max}^2 + V_{T\max}^2} \qquad \text{(Eq. 1.5)}$$

La dernière notion de vitesse particulaire maximale (Eq. 1.5), pourtant adopté dans certaines recherches récentes (White *et al.*, 2002), est à proscrire parce qu'elle risque de pénaliser injustement l'exploitant car les valeurs maximales correspondent à des fronts d'ondes différents (Circulaire 23 Juillet, 1986). À partir de mesures de vibration sur terrain, Mayne (1985) a noté que la vitesse particulaire maximale calculée comme étant la valeur du vecteur somme peut être supérieure d'environ 25% de celle calculée comme la valeur de la composante maximale et inférieure d'environ 50% de celle calculée comme la vitesse résultante des trois valeurs maximales.

Dans le cadre de notre travail, nous désignerons par «amplitude de vibration» l'amplitude maximale (zéro-à-pic) de la composante de vibration concernée (verticale $V_{Vmax}$, longitudinale $V_{Lmax}$ ou transversale $V_{Tmax}$).

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 les relations :

$$T = 1/f \qquad \text{(Eq. 1.6)}$$
$$\lambda = C/f \qquad \text{(Eq. 1.7)}$$

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

En général, on peut distinguer deux types de sources de vibration : sources continues ou assimilées (dont le vibrofonçage) et sources impulsionnelles à impulsions répétées (dont le battage). Les vibrations enregistrées peuvent présenter un petit nombre de fréquences dominantes qui apparaissent sous forme de bandes plus ou moins étroites dans les spectres relatifs au vibrofonçage, tandis que les spectres correspondant aux oscillations émises par le battage se présentent sous forme d'une large bande.

En plus de l'amplitude maximale et de la fréquence dominante, la durée des vibrations, à ne pas confondre avec la période T, est un paramètre important qui décrit les mesures de vibration dans le domaine temporel.

### 1.3.4. Ondes de vibration 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 du fût du pieu (Ramshaw *et al.*, 1998).

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 1.5. 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



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

ondes de cisaillement S qui se propagent vers l'extérieur de la pointe avec un front sphérique (Attewell & Farmer 1973, Attewell *et al.*, 1991). Quand les ondes P et S arrivent à la surface de sol, une partie de leur énergie est convertie aux ondes de surface R (ondes de Rayleigh) et la partie restant est réfléchie en arrière dans le sol. Les ondes de Rayleigh R ont de composantes de mouvement verticale et horizontale et se propagent le long de la surface du sol avec atténuation dans leur amplitude proportionnelle à la racine carrée de la distance (Athanasopoulos & Pelekis 2000). 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 (Ramshaw *et al.*, 1998) 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 (Ramshaw *et al.*, 1997).

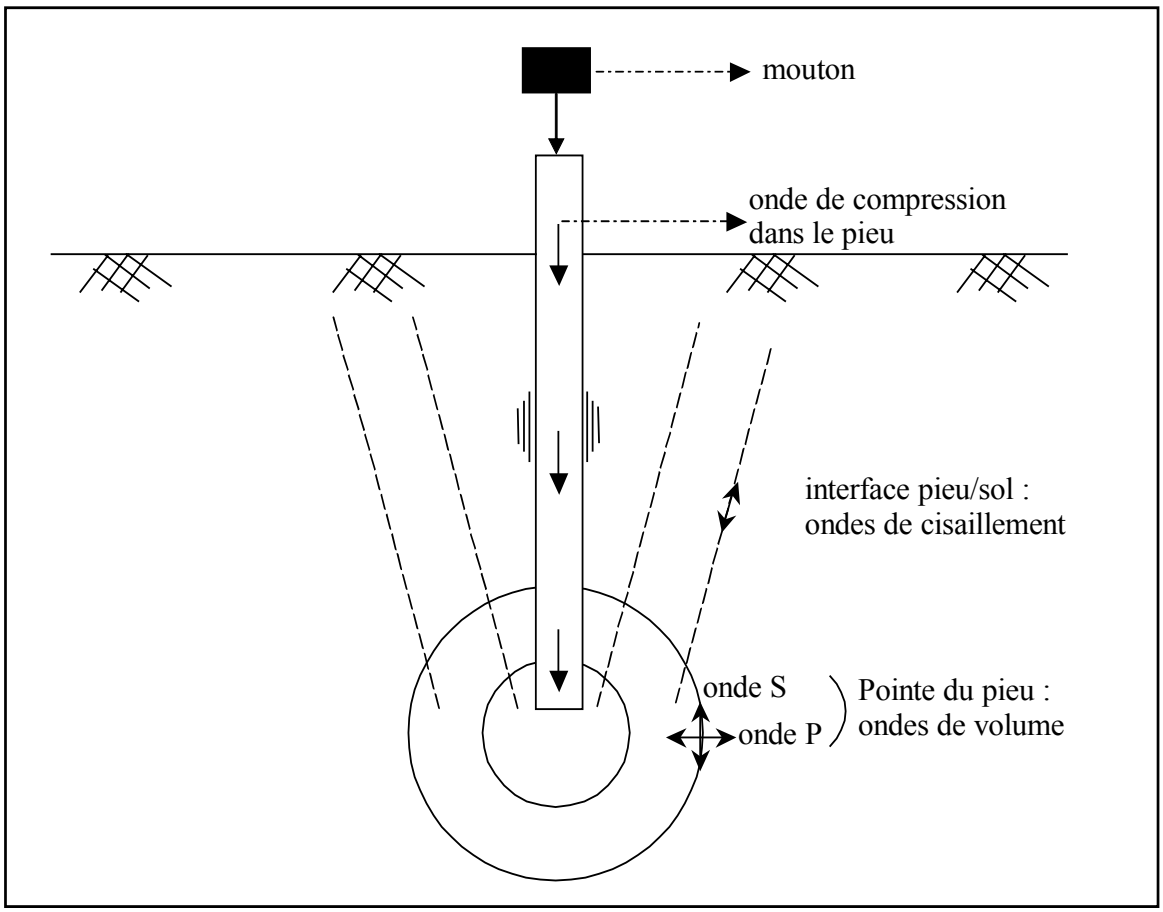



Figure1.5 : Mécanisme de génération des ondes sismiques par battage (ou vibrofonçage) des pieux dans un sol homogène.

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 da 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 (Dowding 1996, cité par Athanasopoulos & Pelekis 2000). 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 environs deux-tiers de l'énergie totale appliquée à la surface du sol (Svinken *et al.*, 2000, Svinkin 2004). Á cause leur pourcentage élevé d'énergie transmise et l'atténuation minimale dans leurs amplitudes en comparaison avec les



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

ondes de volume, à distance croissante du pieu battu, les ondes de surface R deviennent dominantes (Heckman & Hagerty 1978, Athanasopoulos *et al.*, 2000).

### 1.3.5. Système de mesure des vibrations

D'une façon générale, la mesure des vibrations induites par le 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 différentes types d'ondes de vibration, l'enregistrement simultané des trois composantes de vibration (verticale $V_V$, horizontale longitudinale $V_L$ et horizontale transversale $V_T$) doit être effectué dans des points de mesure situés à la surface du sol sur une ligne droite passant par la source de vibration (le pieu). Les techniques numériques d'enregistrement, les systèmes d'acquisition et de traitement des signaux et les méthodes de présentation des données sont exposés dans (Selby & Swift 1989, Attewell *et al.*, 1989, Selby 1991).

La figure 1.6 présente un exemple des mesures effectuées à la surface du sol des trois composantes de vibration en cas de battage (Selby 1991). Les ondes de vibration induites par le battage ont été observées comme une pulse ressemble à une onde sinusoïdale de courte durée (0,02 – 0,05s) avec des vibrations faibles avant et après (Ramshaw *et al.*, 1997).

Il faut noter que les ondes de volume et les ondes de surface se succèdent et se superposent sur les enregistrements et leurs vitesses de propagation et leurs amplitudes sont modifiées par les structures géologiques traversées, c'est pourquoi, les signaux enregistrés sont la combinaison d'effets liés à la source, aux milieux traversés et aux instruments de mesure.

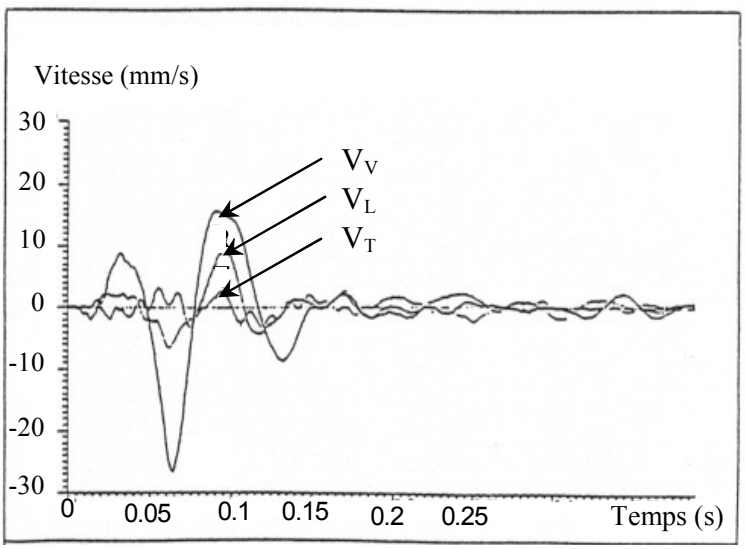



Figure 1.6 : Exemple des mesures des trois composantes des vibrations induites par le battage de pieux (Selby 1991).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

## 1.4. EFFETS DES VIBRATIONS ET VALEURS LIMITES

Le but de la plupart des études sur les vibrations induites dans le sol par différents types de sources, dont le battage et le vibrofonçage de pieux, est de développer des méthodes pour évaluer leurs effets sur le sol, les structures avoisinantes et les usagers. Ces effets incluent:

- nuisances aux usagers (Athanasopoulos & Pelekis 2000, Turunen-Rise *et al.*, 2003, Klæboe *et al.*, 2003a et 2003b);
- dégâts cosmétiques ou même structurels aux structures avoisinantes (Wiss 1967, Selby 1991, Thusyanthan & Madabhushi 2002, Glatt *et al.*, 2004); et
- tassement des sols lâches ce qui peut entraîner la déstabilisation des remblais et la fissuration de structures (Clough & Chameau 1980, Lacy & Gould 1985, Drabkin *et al.*, 1996, Bement & Selby 1997, Ramshaw *et al.*, 1998, Kim & Lee 2000, Massarsch 2000, Meijers & Van Tol 2002, Circulaire 1986).

Pendant les 20 dernières années, de nombreux codes, circulaires, arrêtés et directives ont été publiés pour définir des valeurs limites des vibrations au-dessus desquelles des fissures peuvent apparaître dans les structures (critère structurel) ou des nuisances vibratoires peuvent gêner les usagers (critère humain).

### Critère humain

Il existe de nombreux standards et règlements qui proposent des valeurs limites des vibrations selon le critère humain. Ces valeurs limites dépendent de la fréquence et de la durée des vibrations et peuvent être exprimées en terme de déplacement, de vitesse ou d'accélération particulaire. Plusieurs auteurs ont observé que l'homme est très sensible aux vibrations ayant une fréquence entre 1 et 80 Hz (Turunen-Rise et *al.*, 2003, Selby 1991) et que les gens sont souvent gênés par amplitude de vibration qui est nettement au-dessous de celle causant des dégâts dans les structures (Longinow *et al.*, 1998).

À partir d'une présentation graphique de l'échelle de Reichter établi pour mesurer l'intensité des séismes naturels, Selby (1991) a défini des valeurs limites de la vitesse particulaire de vibration (en mm/s) en fonction de la fréquence qui caractérisent la sensibilité des gens aux vibrations. Il constate que les vibrations commencent à être perceptibles par l'homme à partir d'une amplitude de vibration de l'ordre de 0,3 mm/s. Par contre, elles deviennent désagréables à partir d'une amplitude de vibration de l'ordre de 3 mm/s.

White et *al.*, (2002) ont présenté les directives fournies par le projet de l'Eurocode 3 sur l'exposition humaine tolérable aux vibrations provoquées par les activités de construction en fonction de la période de construction (Fig. 1.7). Ce graphique montre que les valeurs limites de vibration diminuent avec l'augmentation de la durée d'exposition humaine aux vibrations. Il faut noter que les valeurs limites proposées sont exprimées en terme de la vitesse particulaire maximale calculée comme la racine carrée de la somme des valeurs maximales des trois composantes de vibration ce qui donnera de valeurs d'amplitude supérieures à celles obtenues en réalité car les valeurs maximales correspondent à des fronts d'ondes différents (plus de sécurité).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

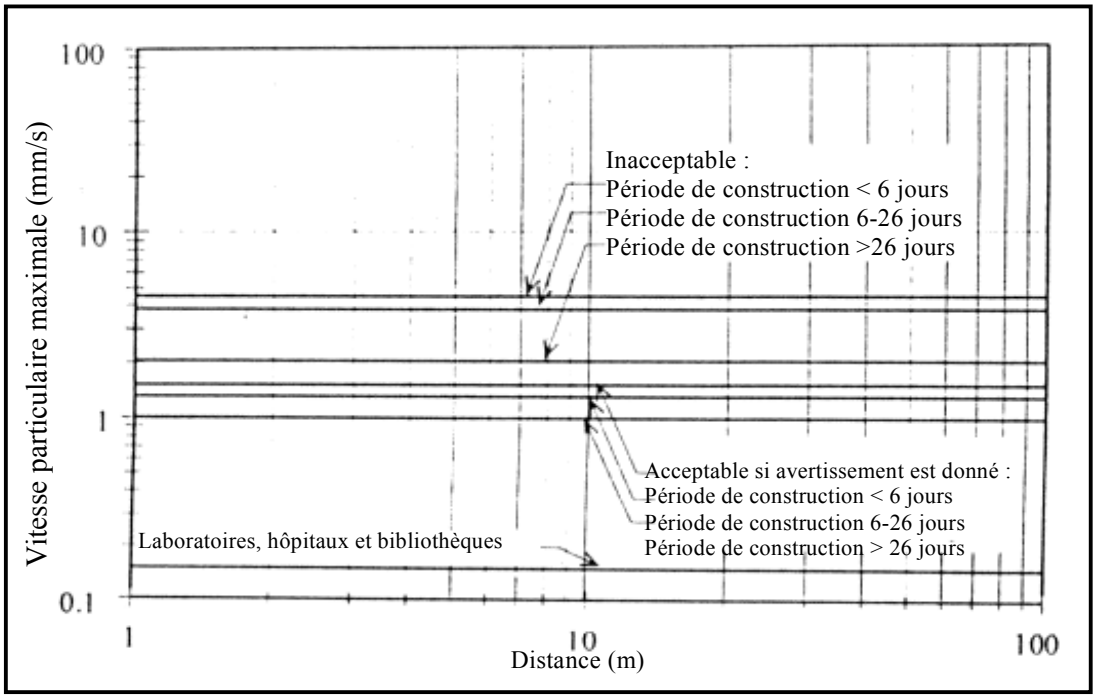



Figure 1.7 : Eurocode 3 : Valeurs limites de vibration (critère humain) (White *et al.*, 2002).

Kelley *et al.*, (1998) ont présenté les valeurs limites tolérables de vibrations établies suite à une étude expérimentale réalisée dans le cadre du projet (CA/T : Central Artery/Tunnel) sur la sensibilité humaine aux vibrations transitoires et permanentes induites par la construction d'un tunnel dans un site urbain à Boston aux Etats-Unis. L'amplitude des vibrations a été mesurée à différents étages de deux bâtiments à plusieurs étages situés près du tunnel. La nuisance vibratoire des occupants de ces étages a été évaluée également. Les résultats obtenus sont présentés dans la figure 1.8. Elle montre que la durée d'exposition humaine aux vibrations est un paramètre important dans les nuisances vibratoires. Cette influence se manifeste par des valeurs limites plus tolérables en cas de vibrations transitoires qu'en cas de vibrations permanentes. Un autre résultat important de l'étude se résume par le fait que les vibrations mesurées à la base de bâtiments ne sont pas suffisantes pour prévoir la nuisance vibratoire d'occupants dans les étages élevés où le risque d'avoir amplification des vibrations due la réponse individuelle du bâtiment lui-même devient de plus en plus important.

### Critère structurel

L'expérience montre que la vitesse particulaire est souvent le paramètre le plus significatif des effets des vibrations sur les constructions (Svinkin *et al.*, 2000). Pourtant, se fonder sur la seule valeur maximale de la vitesse particulaire pour estimer les effets environnementaux éventuels des vibrations est insuffisant (Circulaire 1986). Ainsi, dans la plupart de cas, l'amplitude de la vitesse particulaire et la fréquence dominante sont les paramètres principaux qui interviennent dans le critère structurel des vibrations.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

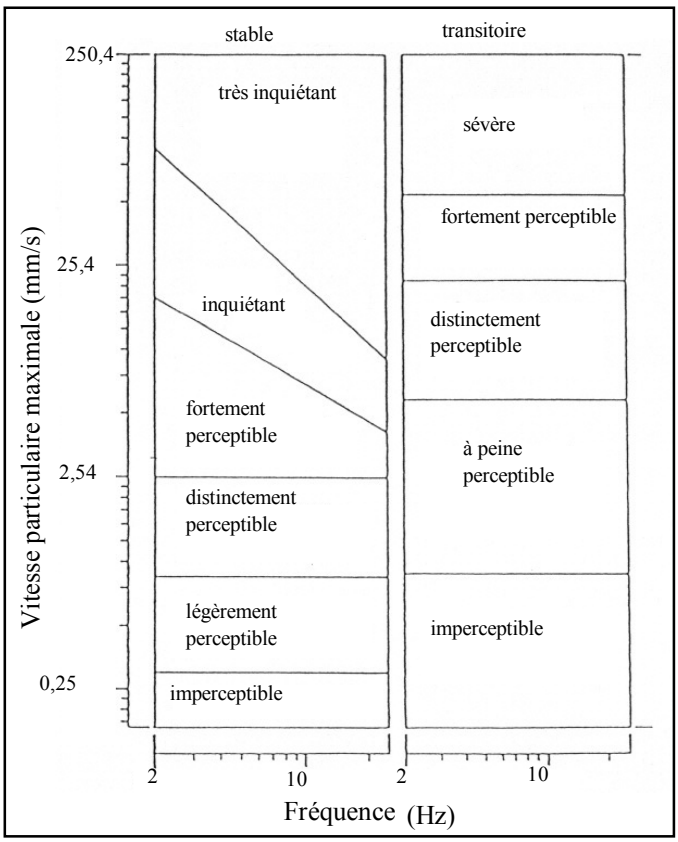



Figure 1.8 : Comparaison entre la sensibilité humaine aux vibrations permanentes et transitoires (Athanasopoulos & Pelekis 2000, Kelley *et al.*, 1998).

Il existe de nombreux standards et règlements qui proposent des valeurs limites de vibrations selon le critère structurel. La figure 1.9 présente les valeurs limites admises en France. Ces valeurs sont recommandées par le circulaire du 23 juillet 1986. Il s'agit des valeurs limites de la vitesse particulaire en fonction de la fréquence dominante de vibrations et pour trois catégories de constructions classées selon la résistance de construction aux vibrations et la tolérance que l'on peut accepter en tenant compte de la valeur architecturale, archéologique ou historique des constructions. Ces valeurs limites sont valables pour les trois composantes du mouvement. On constate une augmentation des valeurs limites tolérables avec la fréquence dominante de vibrations.

White *et al.*, (2002) présentent les directives fournies par le projet de l'Eurocode 3 sur les valeurs limites admises des effets de vibrations sur les constructions (Fig. 1.10). Elles dépendent du type de la construction. A titre d'exemple, la valeur limite est 2 mm/s pour les constructions légères contre 15 mm/s pour les constructions industrielles lourdes). L'inconvénient des valeurs limites proposées c'est qu'elles ne tiennent pas compte de la fréquence dominante des vibrations ou leur nature (vibrations transitoires ou contenues). Cet inconvénient existe pour les valeurs limites proposées par l'AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) en 1990 (Longinow *et al.*, 1998).

Le Bureau des Mines des Etats-Unis (USBM) a étudié les effets des vibrations induites par d'explosion sur les structures avoisinantes. Cette étude a conduit à un critère structurel des vibrations dont la fréquence dominante est dans la bande (1-100 Hz). Le critère proposé est applicable en cas d'activités produisant impulsions transitoires simples comme le battage de pieux (Dowding 1996, cité par Longinow, *et al.*1998). Mais, son utilisation est limitée parce



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

qu'il ne tient compte ni du type, ni de l'âge, ni de la résistance de constructions aux vibrations (Svinkin 2004).

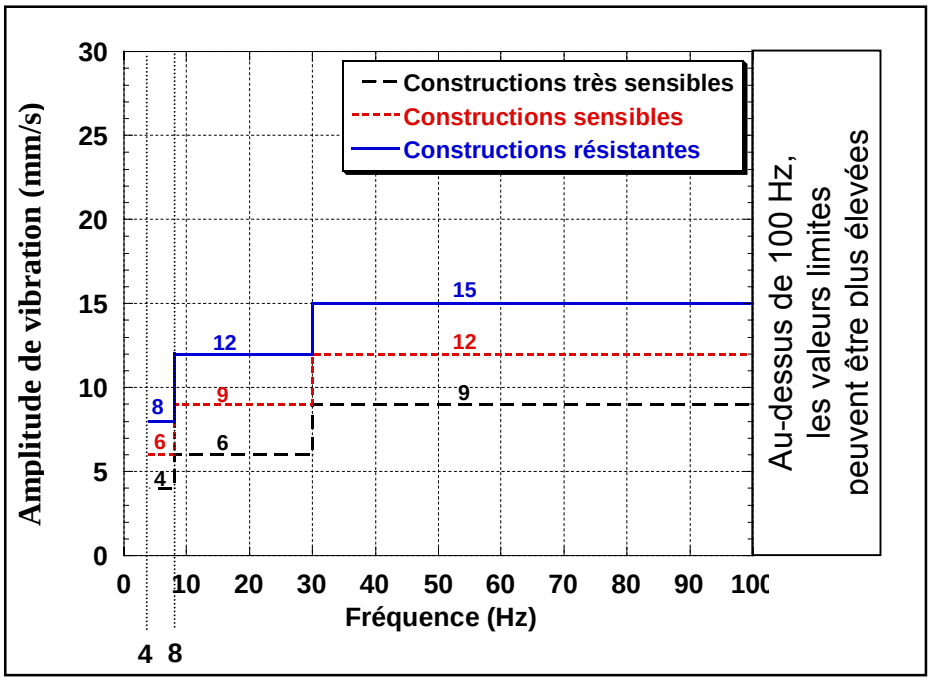



Figure 1.9 : Valeurs-limites de vibrations admises en France en cas de vibrations impulsionnelles à impulsions répétées (Circulaire du 23 juillet 1986).

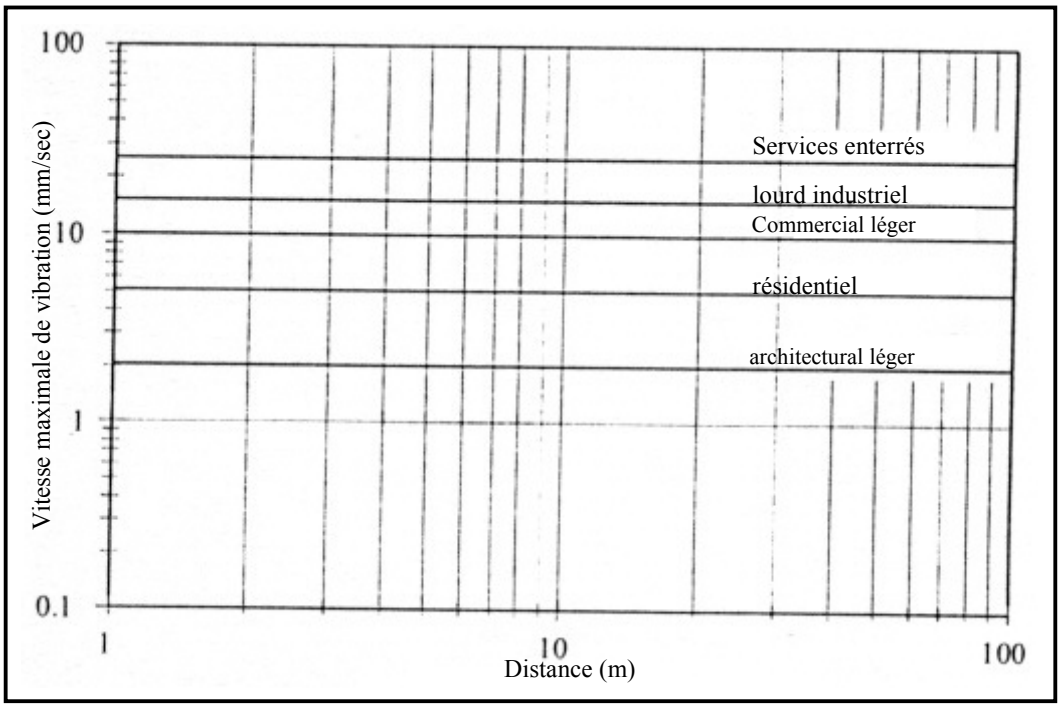



Figure 1.10 : Eurocode 3: Valeurs-limites de vibration (critère structurel) (White *et al.*, 2002).



© 2005 Tous droits réservés. 

Kelley *et al.*, (1998) ont présenté les valeurs limites de vibrations recommandées dans le code suisse SN 640312 et le code allemand DIN 4150. Le code suisse classe les constructions en quatre catégories et la valeur limite associée à chaque catégorie structurelle est donnée en fonction de la fréquence des vibrations et de la nature des vibrations, permanentes (stables) ou transitoires, émises de la source de vibration (Tab. 1.2). Le code allemand classe les constructions en trois catégories et la valeur limite associée à chaque catégorie est donnée en fonction de la fréquence des vibrations (Tab. 1.3).

Une synthèse bibliographique des valeurs limites tolérables recommandées par différents codes montre des différences considérables. La figure 1.11 donne un exemple de cette différence (Selby, 1991).

| | Valeur limite tolérable de vibration (mm/s) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Catégorie de construction | I Industrielle | | II Encadrement en béton | | III Encadrement en maçonnerie ou bois | | IV Sensible aux vibrations | |
| Fréquence | stable | transitoire | stable | transitoire | stable | transitoire | stable | transitoire |
| 10 – 30 Hz | 12,7 | 30,48 | 7,62 | 17,78 | 5,08 | 12,7 | 3,05 | 7,62 |
| 30 – 60 Hz | 12,7-17,8 | 30,48-40,64 | 7,62-12,7 | 17,78-25,4 | 5,08-7,62 | 12,7-17,78 | 3,05-5,08 | 7,62-12,7 |

Tableau 1.2 : Valeurs limites de vibrations admises par le code suisse SN 640312 (critère structurel).

| | Valeur limite tolérable de vibration (mm/s) | | |
|---|---|---|---|
| Fréquence | Industrielle | Résidentielle | Sensibles aux vibrations |
| 1 – 10 Hz | 20,07 | 5,08 | 3,05 |
| 10 – 50 Hz | 20,07 – 39,88 | 5,08 – 11,94 | 3,05 – 4,06 |
| 50 – 100 Hz | 39,88 – 50,04 | 11,94 – 20,07 | 4,06 – 5,08 |

Tableau 1.3 : Valeurs limites de vibrations admises par le code allemand DIN 4150 (critère structurel).

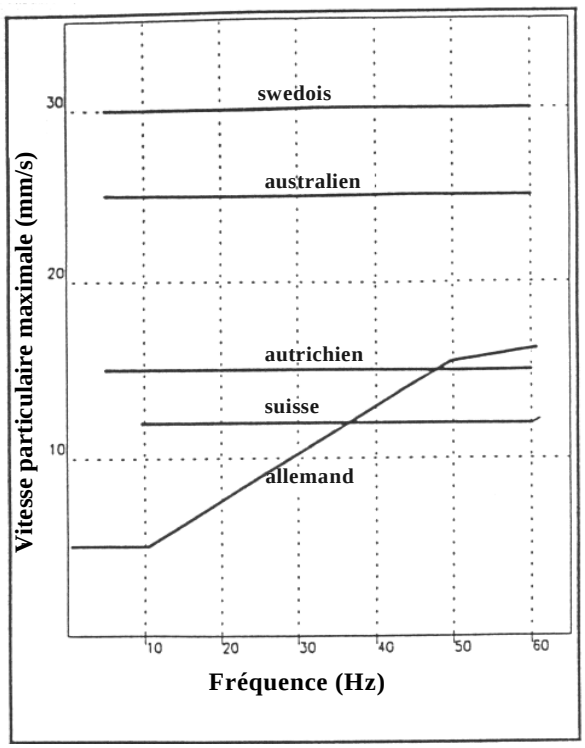



Figure 1.11 : Valeurs limites de vibrations admises en certains pays pour les bâtiments résidentiels en brique (critère structurel) (Selby 1991).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

La figure 1.12 récapitule les diagrammes qui donnent, dans la gamme de fréquence de 1 à 100 Hz, les valeurs limites proposées par quatre codes nationaux : U.S. Office of Surface Mining (OSM), German Institute of Standards (DIN), British Standards Institution (BSI) et Swiss Association of Highway Engineers (SN). Les valeurs limites sont exprimées en terme de la composante maximale de la vitesse particulaire de vibration et elles correspondent aux dégâts directs dus aux vibrations émises dans le sol. Il faut noter que les valeurs limites basses indiquées par DIN et SN ne sont pas basées sur observation scientifique des fissures mais elles sont, plutôt des directives administratives pour contrôler la nuisance (Athanasopoulos & Pelekis 2000).

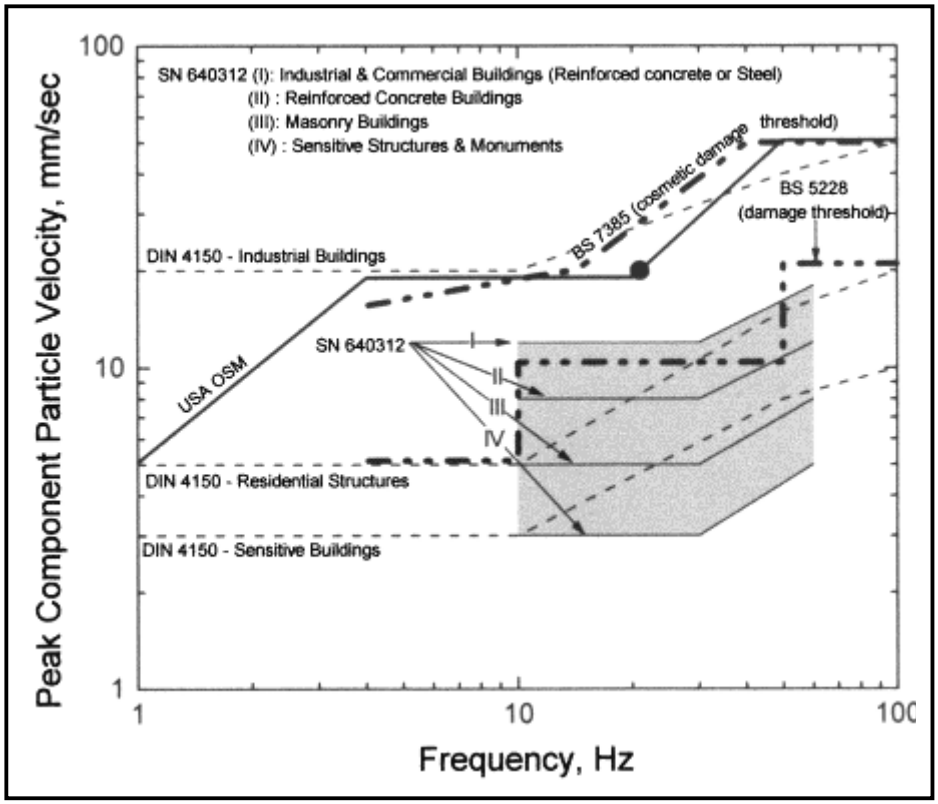



Figure 1.12 : Valeurs limites de vibrations adoptées par quatre codes différents (critère structurel) (Athanasopoulos & Pelekis 2000).

Il faut noter qu'en cas de sols sableux ou limoneux lâches, de dégâts structurels sérieux peuvent être produits par les tassements dus aux vibrations. Athanasopoulos & Pelekis (2000) indiquent que, dans certains cas, le tassement a lieu pour des niveaux de vibrations bien au-dessous des valeurs limites présentées ci-dessus, qui sont basés sur les effets directs de vibrations sur les constructions. Il y a besoin d'améliorer les valeurs limites actuelles de vibrations pour les sols susceptibles à la densification vibratoire qui doit être considérée comme un problème séparé des fissures dues aux vibrations.

Normalement, les valeurs-limites sont données en terme d'amplitude de la vitesse particulaire mesurée à la base de construction au niveau du sol. Pourtant, le rapport entre les valeurs de la vitesse particulaire à un étage et au niveau du sol est très variable selon la nature du sous-sol et selon les constructions (Circulaire 1986, Kelley *et al.*, 1998).

© 2005 Tous droits réservés. 

## 1.5. ATTENUATION DES VIBRATIONS

Des mesures réalisées sur différents chantiers ont montré que l'amplitude des ondes induites dans le sol diminue avec la distance du pieu. Cette atténuation résulte de deux types d'amortissement : *amortissement matériel* dû au frottement interne dans le sol et *amortissement géométrique* dû à l'augmentation du front d'onde pendant sa propagation (Attewell & Farmer 1973, Kim & Lee 1998, Amick 1999).

### 1.5.1. 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 produite par le battage ou le vibrofonçage. D'après Svinkin *et al.*, (2000), l'amplitude des vibrations mesurées à la surface du sol est, dans la plupart des cas, indépendante de l'enfoncement du pieu.

#### 1.5.1.1. Influence de la distance de la source de vibration

Les ondes induites par le battage de pieux se propagent dans le sol avec différentes fréquences et amplitudes. Elles affectent une zone tendant 10-50 m du pieu (White *et al.*, 2002). La propagation d'ondes provoque une diminution de leur amplitude par l'amortissement géométrique (Kim 2000).

En négligeant l'amortissement matériel dans le sol, Attewell & Farmer (1973) ont étudié la relation entre l'atténuation et la forme du front d'ondes. Ils ont noté que l'amplitude des ondes de surface, qui se propagent avec un front cylindrique, diminue proportionnellement à la racine carrée de la distance de la source de vibration, et l'amplitude des ondes de volume, qui se propagent avec un front sphérique, diminue proportionnellement à la distance de la source de vibration. Ainsi, une hypothèse simplifiée basée sur la divergence du front d'onde postule que l'amplitude des vibrations diminue proportionnellement à $r^n$ avec r est la distance de la source de vibration et n est une valeur constante entre 0,5 (onde avec front cylindrique) et 1 (onde avec front sphérique).

Kinsler *et al.*, (1982) ont lié l'atténuation d'une onde à son type et à la distance de la source par les relations suivantes :

- Atténuation de l'onde de volume en champ proche : $V = f(1/r^2)$
- Atténuation de l'onde de volume en champ lointain : $V = f(1/r)$
- Atténuation de l'onde de surface: $V = f(1/\sqrt{r})$

(Eqs. 1.8)

L'amortissement géométrique, appelé également amortissement par radiation, est généralement décrit par la relation suivante (Athanasopoulos *et al.*, 2000) :

$$V_2 = V_1 \left( \frac{r_1}{r_2} \right)^n \qquad \text{(Eq. 1.9)}$$

Avec :

$V_1$ : l'amplitude de vibration à une distance $r_1$ de la source de vibration.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

$V_2$ : l'amplitude de vibration à une distance $r_2$ de la source de vibration.
n : le coefficient d'amortissement géométrique.

La valeur du coefficient n dépend du type d'onde, de la position de la source de vibration et de la position du point de mesure. Le tableau 1.4 donne les valeurs théoriques du coefficient n (Amick & Gendreau 2000). On constate que n prend les valeurs suivantes : n=2 pour l'onde de volume le long de la surface du sol, n=1 pour l'onde de volume dans le sol et n=0,5 pour les ondes de surface de Rayleigh. Ces valeurs sont en accord avec les relations fondamentales d'atténuation (Eqs. 1.8).

| Position de la source de vibration | Type d'onde de vibration | Position du point de mesure | Coefficient n |
|---|---|---|---|
| Point en surface | Onde de Rayleigh | Surface | 0,5 |
| Point en surface | Onde de volume | Surface | 2 |
| Point profond | Onde de volume | Surface | 1 |
| Point profond | Onde de volume | Profondeur | 1 |

Tableau 1.4 : Valeurs du coefficient d'amortissement géométrique n.

Kim & Lee (1998 et 2000) ont réalisé une étude expérimentale de l'atténuation des ondes induites dans le sol par différents types de sources de vibration (explosion, train, battage de pieux et compactage dynamique du sol). Ils ont constaté que la source de vibration en cas de battage d'un tube ferré de 0,6 m de diamètre peut être modélisée par une source ponctuelle à la surface du sol qui engendre principalement des ondes de cisaillement vertical SV. Ainsi, la valeur du coefficient d'amortissement géométrique recommandée est n = 2. Cette valeur du coefficient est différente de celle que l'on peut considérer si les vibrations mesurées à la surface du sol seront interprétées en terme des ondes de Rayleigh seulement (n=0,5). Hendriks (2002) a confirmé que les ondes induites près d'un pieu battu sont plutôt des ondes de volume que des ondes de surface.

L'analyse de nombreuses mesures in situ montre que les vibrations induites dans la zone proche d'une source de vibration excitée par un chargement dynamique vertical (i.e. pieu battu ou vibrofoncé) sont dans la plupart de cas plus importantes dans la direction verticale que dans la direction horizontale. Mais, lorsque la distance de la source augmente, les vibrations verticales et horizontales deviennent du même ordre de grandeur. Dans certains cas, l'amplitude des vibrations horizontales peut être plus importante que celle des vibrations verticales (Svinkin 2004).

Dans certains cas, la propagation des ondes peut avoir de très faible atténuation et même certaine amplification. Á l'université de Durham, de nombreuses campagnes de mesure in situ ont mis en évidence, surtout en cas de pieux longs à profondeur importante (de l'ordre de 20 m), l'existence d'une allure spécifique des courbes d'atténuation. On a noté que l'amplitude des vibrations mesurées à la surface du sol, surtout dans la direction horizontale, ne décroît pas d'une manière uniforme avec la distance du pieu. En fait, on a noté une augmentation initiale d'amplitude près du pieu (à environ 10 m) suivie par une diminution d'amplitude avec la distance (Fig. 1.13). Ce phénomène a été expliqué par Attewell *et al.*, (1991) en étudiant le temps d'arrivée des ondes de volume qui se propagent avec un front sphérique à partir de la pointe du pieu et les ondes de surface qui se propagent avec un front cylindrique à partir de l'interface pieu/sol (en surface du sol). Ils ont noté que l'augmentation apparente dans l'amplitude des vibrations correspond à une arrivée simultanée des ondes mentionnées ci-dessus.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

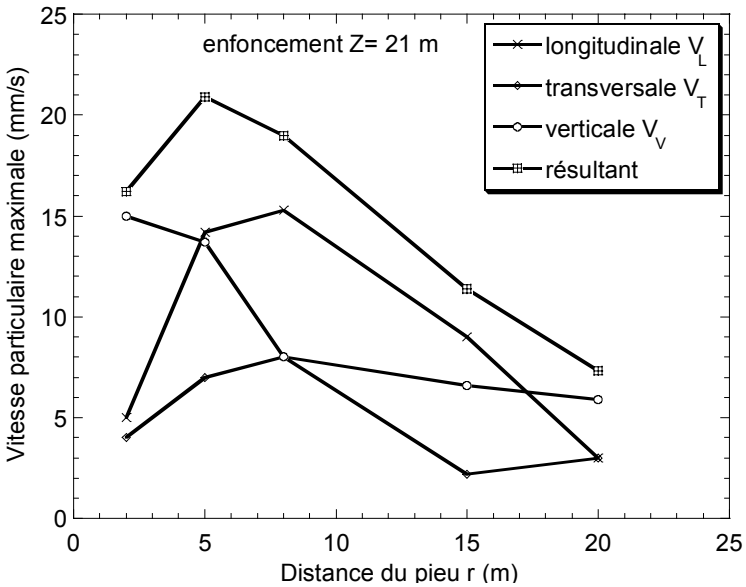



Figure 1.13 : Atténuation non-uniforme de vibrations (Attewell *et al.*, 1991).

### 1.5.1.2. Influence de la nature du sol et la fréquence de vibration

L'amplitude des vibrations émises dans un sol dépend de sa nature. A titre d'exemple, l'amplitude des vibrations induites près d'un pieu battu est plus importante en cas de battage dans un sol argileux que dans un sol sableux à cause la résistance à l'enfoncement qui est plus importante dans l'argile; pourtant, les ondes ont tendance à s'atténuer plus vite dans les sols argileux que dans les sols sableux (Wiss 1967, Hendriks 2002). Luna (1967) a examiné les vibrations induites pendant 165 essais de battage et vibrofonçage de pieux dans différents types de sols. Il a conclu que l'énergie des ondes devient négligeable dans le sable au-delà d'une distance égale à la longueur du pieu. Dans l'argile, cette distance peut être deux à trois fois la longueur du pieu. En cas des objets durs ou des couches rigides placés près de la surface du sol, l'énergie peut être transmise sur une distance plus grande (Heckman & Hagerty 1978).

La nature du sol et la fréquence de vibration influencent l'amortissement matériel dans le sol. En cas d'onde à faible amplitude et fréquence constante, Attewell & Farmer (1973) ont exprimé cet amortissement par un coefficient $\alpha$ (en $m^{-1}$), appelé coefficient d'amortissement matériel, et l'ont combiné avec l'amortissement géométrique par la relation suivante :

$$W_r = W_0 . e^{-\alpha(r - r_0)} \qquad \text{(Eq. 1.10)}$$

Avec :

$W_r$ : l'énergie de l'onde de vibration au point de mesure située à distance r de la source de vibration.

$W_0$ : l'énergie dans l'onde de vibration au point supposé être la source.

r : la distance du point de mesure.

$r_o$ : la distance de la source de vibration.

En plus la nature du sol, le coefficient d'amortissement matériel $\alpha$ dépend de la fréquence de vibration. Woods & Jedele (1985) ont classé les sols en quatre catégories selon leur rigidité



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

exprimée en terme du nombre de coups dans un test SPT ($N_{SPT}$) et ont proposé des valeurs du coefficient α pour chacune des quatre catégories du sol et pour deux valeurs de fréquence de vibration (f = 5 et f = 50Hz). Ces valeurs sont basées sur l'analyse des mesures de vibration effectuées sur des nombreux terrains.

Le tableau (1.5) présente les valeurs recommandées pour α .

| Catégorie de sol | Coefficient d'amortissement matériel α (1/m) | | Type de sol |
|---|---|---|---|
| | 5 Hz | 50 Hz | |
| I | 0,01 à 0,03 | 0,1 à 0,3 | Sol mou ($N_{SPT} < 5$) |
| II | 0,003 à 0,01 | 0,03 à 0,1 | Sol à bonne portance ($5 < N_{SPT} < 15$) |
| III | 0,0003 à 0,003 | 0,003 à 0,03 | Sol dur ($15 < N_{SPT} < 50$) |
| IV | < 0,0003 | <0,003 | Sol dur à bonne portance ($50 < N_{SPT}$) |

Tableau 1.5. Classification des sols selon le coefficient d'amortissement matériel α (Woods & Jedele, 1985).

Pour la plupart des sols (sable, argile, limon), la valeur de α varie entre 0,003 et 0,01 $m^{-1}$ pour fréquence f= 5 Hz et entre 0,03 et 0,1 $m^{-1}$ pour fréquence f = 50 Hz (Drabkin & Lacy, 1998). Si $\alpha_1$, la valeur du coefficient α pour une fréquence $f_1$, est connue, on peut calculer sa valeur $\alpha_2$ pour une autre fréquence $f_2$ par la relation simple suivante :

$$\alpha_2 = \alpha_1 (f_2/f_1) \qquad \text{(Eq. 1.11)}$$

Le coefficient d'amortissement matériel α est donné par la relation suivante (Massarsch *et al.*, 1995, Jongmans 1996, Drabkin *et al.*, 1996, Athanasopoulos *et al.*, 2000):

$$\alpha = \frac{\pi . f}{Q.C} \qquad \text{(Eq. 1.12)}$$

Où C est la vitesse de propagation de l'onde, f est la fréquence de vibration et Q est le facteur de qualité du sol. En plus du coefficient α, l'amortissement matériel peut être exprimé par d'autres paramètres numériques comme le taux d'amortissement ξ, le facteur de qualité du sol Q, le facteur de perte η et le décrément logarithmique δ. Ces différents paramètres sont liés par les relations suivantes (Amick 1999) :

$$\eta = 2\xi = \frac{\delta}{\pi} = \frac{1}{Q} \qquad \text{(Eq. 1.13)}$$

$$\delta = \frac{2\pi C\alpha}{\omega} = \lambda.\alpha = \frac{C.\alpha}{f} \qquad \text{(Eq. 1.14)}$$

Où λ est la longueur d'onde et ω est la pulsation (ω = 2πf).

Dans la plupart de cas, l'amortissement matériel est nettement inférieur à l'amortissement géométrique au voisinage du pieu (Attewell *et al.*, 1991, Attewell & Farmer 1973).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

#### 1.5.1.3. Influence de la structure géologique du sol

La structure géologique du sol influence la propagation des ondes. Dans un milieu hétérogène, les ondes émises de la pointe et du fût du pieu subissent des réfractions et des réflexions aux interfaces entre les couches; elles se succèdent et se superposent sur les enregistrements et leur vitesse de propagation et leur amplitude sont modifiées par les structures géologiques traversées ce qui peut influencer fortement l'amplitude des vibrations à la surface du sol. Les ondes peuvent aussi être amplifiées par des phénomènes de résonance de couches ou propagées à des distances anormalement grandes par une couche superficielle formant guide d'ondes (ondes guidées).

La structure géologique du sol influence également le type d'ondes de surface émises dans le sol et leur vitesse de propagation. Dans un sol homogène et isotrope, les ondes de Rayleigh R sont le seul type d'ondes de surface et leur vitesse de propagation est indépendante de la fréquence de vibration (ondes non-dispersives). Par contre, dans les sols hétérogènes stratifiés, les ondes de Love peuvent exister et les ondes de surface sont dispersives (Athanasopoulos *et al.*, 2000).

#### 1.5.1.4. Influence de l'énergie de battage

L'énergie de battage produite par la chute du marteau sur la tête du pieu est un paramètre important qui influence l'amplitude des vibrations induites en tête du pieu et, par conséquence, l'amplitude des vibrations dans le sol (Attewell & Farmer 1973, Mayne 1985). Hendriks (2002) indique que si l'énergie de battage fournie par le marteau change de $W_1$ en $W_2$, l'amplitude des vibrations à certaine distance du pieu change de $V_1$ en $V_2$, où :

$$V_2 = V_1\left(\sqrt{\frac{W_2}{W_1}}\right) \qquad \text{(Eq. 1. 15)}$$

Ainsi, de manière générale, on peut dire que l'amplitude des vibrations induites dans le sol augmente avec l'énergie de battage; mais, l'énergie de battage ne constitue pas le seul paramètre pertinent dans la détermination de l'amplitude des vibrations puisque les mesures des vibrations effectuées sur plusieurs chantiers de battage ont montré que l'amplitude des vibrations mesurées à la surface du sol peut être la même pour deux niveaux d'énergie de battage complètement différents si le battage est effectué dans deux sols différents ou le pieu enfoncé n'est pas le même dans les deux cas. Ainsi, l'influence de l'énergie de battage sur l'amplitude des vibrations doit être considérée en même temps avec d'autres paramètres comme la nature du sol et le type du pieu enfoncé (Svinkin *et al.*, 2000).

### 1.5.2. Prédiction des vibrations induites par le battage de pieux

L'évaluation prévisionnelle de l'amplitude des vibrations induites dans le sol est indispensable pour estimer leur influence sur les usagers et les structures avoisinantes. La méthode de prédiction la plus simple et la plus fiable est d'établir la relation d'atténuation (amplitude–distance) expérimentalement sur le terrain en utilisant une source de vibration dont les vibrations ressemblent à celles de la source réelle et en mesurant les vibrations à plusieurs points (trois ou quatre) de la source (Longinow *et al.*, 1998). Mais en cas de battage de pieux dans un site urbain, la méthode simple mentionnée au-dessus n'est plus valable; il faut chercher à prédire l'amplitude des vibrations émises dans le sol autrement.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Dans la plupart de cas, la prédiction de l'amplitude des vibrations susceptibles d'être provoquées par le battage de pieux est réalisée par des formules empiriques établies à partir des mesures effectuées sur différents chantiers de battage ou théoriques dérivées de l'équation d'ondes. De nouvelles méthodes de prévision ont été proposées ces dernières années. Nous présenterons dans le paragraphe suivant une synthèse des différentes méthodes de prédiction de l'amplitude des vibrations induites par le battage de pieux.

### 1.5.2.1. Formules empiriques et théoriques

Pendant les dernières 30 années, un grand nombre de chercheurs et spécialistes ont analysé les mesures des vibrations induites dans le sol par le battage de pieux en vue d'établir de relation d'atténuation. Comme le phénomène de battage de pieux est assez complexe, différentes formules empiriques ont été proposées. On décrit ci-dessous les principales relations.

A partir des mesures de vibration réalisées sur différents chantiers de battage, Attewell & Farmer (1973) ont noté que l'amplitude des vibrations mesurées au voisinage du pieu est inversement proportionnelle à la distance r de la source de vibration ce qui indique que la vibration, pendant la phase initiale d'atténuation au moins, résulte des ondes de volume et pas des ondes de surface. Ainsi, ils ont proposé l'équation suivante :

$$V = K\frac{\sqrt{W_0}}{r} \qquad \text{(Eq. 1.16)}$$

Où V (mm/s) est l'amplitude de vibration à distance r (m) de la source, $W_0$ est l'énergie à la source de vibration (joules) et K est un coefficient empirique. La valeur moyenne recommandée pour le coefficient K est 0,75. Attewell & Farmer (1973) ont noté que l'application de cette équation avec K=1,5 donne une amplitude de vibration supérieure à l'amplitude expérimentale mesurée (Fig. 1.14). Ainsi, K=1,5 donne la valeur limite des vibrations susceptibles d'être provoquées par le battage.

Malgré certains inconvénients de cette relation comme le fait qu'elle ne prend pas en compte ni l'amortissement matériel ni les conditions géologiques du sol, elle constitue la formule de base de nombreuses relations empiriques. Heckman & Hagerty (1978) ont corrélé la valeur du coefficient empirique K à l'impédance du pieu:

$$I_P = \frac{E_P . A_P}{C_P} \qquad \text{(Eq. 1.17)}$$

Avec $E_P$, $A_P$ et $C_P$ sont le module d'Young du pieu, la section du pieu et la célérité des ondes dans le pieu respectivement.

L'amplitude des vibrations à certaine distance du pieu peut s'écrire sous la forme suivante appelée *relation de pseudo-atténuation* (White et *al.*, 2002, Athanasopoulos et *al.*, 2000, Ramshaw et *al.*, 1998) :

$$V = k\left(\frac{\sqrt{W_0}}{r}\right)^m \qquad \text{(Eq. 1.18)}$$



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

m est le coefficient de pseudo-atténuation et k est un constant empirique. La norme anglaise BS 5228 Pt 4 (1992) incorpore une telle forme avec (m=1 et k= 0,75 en cas de battage et k=1 en cas de vibrofonçage). L'Eurocode 3, Pt 5 (1996) propose la même relation mais avec des valeurs différentes des coefficients k et m (Ramshaw *et al.*, 1998).

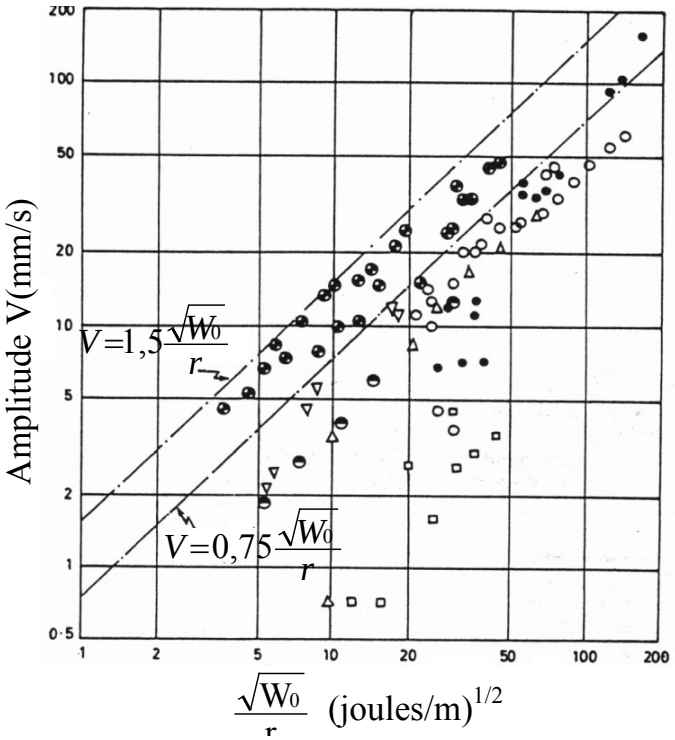



Figure 1.14 : Présentation de la relation d'atténuation d'Attwell & Farmer (1973).

Pour une distance r supérieure à 10 m, Attewell, *et al.*, (1991) indiquent que la relation d'atténuation la plus utilisée en Grande Bretagne pour le battage de pieux s'écrit sous la forme:

$$V = 1,33\left(\frac{\sqrt{W_0}}{r}\right)^{0,73} \qquad \text{(Eq. 1.19)}$$

À l'issue d'une analyse statistique des mesures effectuées lors de la réalisation de grand nombre d'essais de battage et de vibrofonçage, Attewell *et al.*, (1992) ont proposé la relation suivante pour le battage de pieux :

$$\log V = -0,296 + 1,38\log\left(\frac{\sqrt{W_0}}{r}\right) - 0,234\log^2\left(\frac{\sqrt{W_0}}{r}\right) \qquad \text{(Eq. 1.20)}$$

Où V (mm/s) est l'amplitude de vibration à distance r (m) de la source, $W_0$ est l'énergie à la source de vibration (joules).

L'utilisation de ces relations a plusieurs limitations : la valeur de l'énergie $W_0$ est difficile à déterminer, les valeurs du coefficient de pseudo-atténuation m n'ont pas été définies pour les différents types de sols (Athanasopoulos *et al.*, 2000). Ces relations empiriques d'atténuation servent principalement à prévoir l'amplitude maximale de la composante verticale des vibrations (Svinkin *et al.*, 2000).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

En plus des relations empiriques, on trouve des relations théoriques d'atténuation dont la plus utilisée est la relation de Bornitz. Cette relation comprend les amortissements géométrique et matériel. Elle est utilisée pour estimer l'amplitude des vibrations à point b situé à distance $r_b$ de la source de vibration à partir de la valeur connue de l'amplitude à point a situé près de la source à distance $r_a$. Elle s'écrit sous la forme suivante (Drabkin *et al.*, 1996, Amick & Gendreau, 2000) :

$$V_b = V_a \left(\frac{r_a}{r_b}\right)^n e^{\alpha(r_a - r_b)} \qquad \text{(Eq. 1.21)}$$

n est le coefficient d'amortissement géométrique et α (en $m^{-1}$) est le coefficient d'amortissement matériel dont la valeur dépend la fréquence (Eq. 1.12).

Il faut signaler que la relation de Bornitz est, au facteur de propagation près, la solution de l'équation d'ondes pour une onde monochromatique de fréquence f se propageant dans un milieu homogène.

Amick & Gendreau (2000) proposent deux approches principales pour adapter cette équation aux données expérimentales in situ. La première approche consiste à négliger l'amortissement matériel (α = 0) et adapter les courbes d'atténuation géométrique aux données expérimentales. La deuxième approche consiste à interpréter les données expérimentales en terme de propagation des ondes de Rayleigh (n = 0,5) et adapter les courbes de l'amortissement matériel aux mesures. Dans la première approche, la valeur du coefficient n peut être déterminée expérimentalement par la mesure simultanée des vibrations à, au moins, deux distances différentes du pieu. On suppose que l'atténuation de l'amplitude de vibration avec la distance suit une ligne droite sur un graphique (log-log), ainsi, la valeur de n est la pente de cette ligne (Hendriks 2002):

$$n = \frac{\log(V_b/V_a)}{\log(r_a/r_b)} \qquad \text{(Eq. 1.21)}$$

Approximativement, les valeurs recommandées du coefficient n sont 1 pour le sable et 1,5 pour l'argile (Hendriks 2002). Le tableau 1.6 récapitule les gammes des valeurs publiées du coefficient d'amortissement géométrique n pour différents types de sol :

| Type de sol | Coefficient d'amortissement géométrique n |
|---|---|
| sables | 0,8 – 1,5 |
| argiles | 1,4 - 1,5 |
| limons | 0,8 |
| sols firmes et roches | 1 – 1,7 |

Tableau 1.6 : Valeurs proposées du coefficient d'amortissement géométrique (Amick 1999).

En utilisant la deuxième approche (ondes de Rayleigh: n= 0,5), on choisit une valeur de α basé sur le type de sol. Le tableau 1.7 récapitule certaines valeurs publiées du coefficient α.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

| Source | Type de sol | coefficient d'amortiss-ement matériel $\alpha$ ($m^{-1}$) |
|---|---|---|
| Forssblad (1965) | Sable graveleux limoneux | 0,13 |
| Woods (1967) | Sable argileux fin | 0,26 |
| Barkan (1962) | Sable à grains fins saturé | 0,10 |
| | Sable à grains fins saturé en état gelé | 0,06 |
| | Sable saturé avec lames de tourbe et limon organique | 0,04 |
| | Sable argileux, argile sableuse et limon au-dessus de l'aquifère | 0,04 |
| | Craie marneuse | 0,1 |
| | Loess | 0,1 |
| | Argile saturée avec sable et limon | 0,0 – 0,12 |
| Dalmatov & al (1968) | Sable et limons | 0,026 – 0,36 |
| Peng (1972) | Argile souple de Bangkok | 0,026 – 0,44 |

Tableau 1.7 : Valeurs proposées pour le coefficient d'amortissement matériel (Amick & gendreau 2000).

La relation proposée par Telford en 1990 présente un cas spécial de la relation générale de Bornitz (Eq. 1.21) où le point a est situé juste à côté de la source de vibration ($r_a \approx 0$). Ainsi, cette relation est présentée par l'expression suivante (Jongmans & Horrent 1995) :

$$V = V_0 \left(\frac{1}{r}\right)^n e^{-\alpha r} \qquad \text{(Eq. 1.22)}$$

L'utilisation d'abaques, de formules préétablies ou de représentations mathématiques trop simplifiées pour la prédiction de l'amplitude des vibrations doit être proscrite en raison de la complexité du phénomène. Ces formules peuvent donner des résultats erronés parc qu'elles ne tiennent compte ni des conditions géologiques du milieu de propagation, ni du couplage source-sol ou sol-structure. Les nombreuses vérifications, effectuées in situ, ont confirmé ce constat (circulaire 23 juillet 1986).

### 1.5.2.2. Les méthodes numériques

Jongmans & Horrent (1995) et Jongmans (1996) ont présenté une méthode pour la prévision des vibrations induites dans le sol par le battage de pieux. Dans le domaine temporel et dans la phase élastique linéaire, le mouvement du sol $W_{(t)}$ à une distance r peut être exprimé par le résultat de convolution de la fonction source $S_{(t)}$ par la fonction de propagation (ou la fonction de Green) du site :

$$W_{(t,r)} = S_{(t)} * G_{(t,r)} \qquad \text{(Eq. 1.24)}$$

Dans le domaine fréquentiel, cette relation s'écrit

$$W_{(f,r)} = S_{(f)} \times G_{(f,r)} \qquad \text{(Eq. 1.25)}$$

La méthode de Jongmans est basée sur la détermination séparée des deux fonctions $G_{(f,r)}$ et $S_{(f)}$ pour reconstruire le mouvement du sol à la distance r. Le calcul de la fonction de propagation $G_{(f,r)}$ pour n'importe quel point du sol est possible après la détermination de la



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

géométrie et les caractéristiques dynamiques des couches du sol par essais séismiques classiques. Par contre, la détermination de la fonction de source $S_{(f)}$ est très difficile à cause de la complexité de transmission d'énergie du pieu au sol. Ainsi, la méthode suppose que les vibrations sont émises à la pointe du pieu. Si le pieu et le sol autour sa pointe sont bien définis, une fonction de source équivalente et linéaire $S_{el(f)}$ peut être calculée en fonction des vibrations mesurées près du pieu et de la fonction de Green du sol. Après avoir déterminé $G_{(f,r)}$ et $S_{el(f)}$, le mouvement du sol peut être déterminé à l'aide de l'équation 1.25. Cette méthode a été validée avec succès sur le site de Limelette en Belgique.

Ramshaw *et al.*, (1997, 1998) ont utilisé la méthode des éléments finis pour simuler les vibrations induites par le battage de pieux. Ils ont montré qu'il est possible de modéliser les vibrations induites par le battage sans prendre en compte le glissement à l'interface pieu-sol et la plasticité au voisinage de la pointe car on cherche à modéliser les vibrations à la surface du sol. La validation de la modélisation a été effectuée sur les mesures effectuées sur le site M66 près de Manchester lors le battage d'un pieu en béton de 21 m de longueur et de 75 cm de diamètre. On a constaté une surestimation de l'amplitude calculée qui peut être due à l'amortissement matériel qui n'a pas été pris en compte dans l'analyse.

## 1.6. INFLUENCE DE LA SATURATION DE SOL

La propagation d'ondes dans un milieu poreux saturé ou non saturé est différente de celle dans un milieu monophasique. Plusieurs approches ont été élaborées pour la propagation d'ondes dans les milieux saturés et non saturés.

La propagation d'ondes dans un milieu poreux saturé a été analysée pour la première fois par la théorie de consolidation développée par Biot (1956a,b). Il a étudié le problème de propagation des ondes harmoniques dans le domaine fréquentiel. Greetsma & Smith (1961) et Ishihara (1967) ont donné des relations simplifiées pour décrire la propagation des ondes harmoniques. Garg *et al.*, (1974) ont établi des relations semblables mais pour les ondes transitoires. Mainardi *et al.*, (1977) et Burridge & Vargas (1979) ont étudié la propagation des impulsions sismiques dans un milieu poreux saturé. Brutsaert (1964) a généralisé la théorie de Biot pour expliquer le comportement acoustique des sols non saturés. Norris (1993) a étudié la propagation des impulsions de basse fréquence dans un milieu non saturé. Morochnik & Bardet (1996) ont proposé une méthode simplifiée pour résoudre les problèmes de dispersion des ondes dans les milieux poroélastiques.

Des solutions numériques basées sur différentes méthodes ont été proposées également : la méthode des différences finies (Gabussi & Wilson 1973, Garg *et al.*, 1974), la méthode des éléments finis (Zienkiewicz & Shiomi 1984, Gajo *et al.*, 1994, etc.), la méthode d'inversion numérique des transformées de Laplace (Garg *et al.*, 1974) et la méthode des fonctions de transfert (Van der Grinten *et al.*, 1987). Chen (1994 a,b) a donné une solution analytique 2D et 3D de la propagation des ondes élastiques dans les milieux poreux saturés. Gajo & Mongiovi (1995) ont donné une solution analytique exacte basée sur les séries de Fourier de la propagation unidimensionnelle du front d'onde dans un milieu poreux saturé linéairement élastique. L'influence de la saturation du sol sur les mouvements horizontal et vertical à l'interface sol poreux-lit rocheux profonde a été étudiée numériquement pour le cas d'onde de vibration, émise de la couche profonde vers l'interface, type SV (Yang & Sato 2000) et type P (Yang 2000). Cai *et al.*, (2004) ont utilisé la transformée de Hankel et les équations de consolidation dynamique de Biot pour dériver les solutions intégrales du déplacement à la



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

surface d'un sol saturé en eau situé sur un lit rocheux et soumis à excitation harmonique axisymétrique en sa surface. Salem (2000) a étudié l'influence de la saturation et la porosité de sols sur la valeur du coefficient de Poisson ν du sol qui influence la vitesse de propagation des ondes. Wei & Muraleetharan (1999a, 2002a, 2003) ont étudié l'influence du degré de saturation sur la vitesse de propagation et l'atténuation des différentes ondes induites dans un sol non saturé.

Une synthèse des résultats obtenus par les travaux cités ci-dessus montre :

- La plupart de ces travaux sont basés sur la théorie de Biot qui a noté l'existence de trois types de couplage (inertiel, mécanique et visqueux) dans un milieu poreux saturé. Par conséquence, il a démontré l'existence, en plus de l'onde de cisaillement S, de deux ondes de compression P. La première onde, désignée P-1, est plus rapide et s'atténue lentement. La seconde onde, désignée P-2, se propage moins vite et s'atténue très vite. L'existence de la seconde onde de compression (P-2) a été confirmée par divers résultats expérimentaux (Plona 1980, Berryman 1980, Brown *et al.*, 2001, Bouzidi & Schmitt 2002,etc.).

- Dans les milieux poreux saturés par deux fluides non-miscibles, on note l'existence de trois ondes de compression. L'existence de la troisième onde de compression est due à la présence d'un deuxième liquide dans les pores (Brutsaert 1964).

- Les deux couplages mécanique et inertiel sont à l'origine de l'existence des deux ondes de compression dont seulement la première est une onde pure (Biot 1956a,b). Le couplage visqueux rend l'existence de l'onde additionnelle P-2 conditionnée par la possibilité d'écoulement du liquide dans les pores (Zeng & Liu 2001). En cas de couplage visqueux important, seulement une seule onde de compression (P-1) existe et le sol saturé dans ce cas se comporte comme un milieu monophasique (Gajo 1995).

- La présence de peu d'air dans le sol peut affecter la vitesse de propagation de l'onde P. Par contre, pour les ondes S, l'influence de la saturation sur la vitesse de propagation est négligeable. En plus, une diminution très légère du degré de saturation peut influencer l'amplitude du mouvement du sol dans les deux directions horizontale et verticale. Cette influence dépend fortement de l'angle d'incidence des ondes. Elle est plus importante dans la direction verticale que dans la direction horizontale. En général, la saturation partielle peut causer une augmentation de l'amplitude de la composante verticale et une diminution de l'amplitude de la composante horizontale du déplacement à l'interface d'un sol situé sur un lit rocheux (Yang 2000).

De ce qui précède, on peut conclure que la modélisation de propagation des ondes dans un sol saturé ou non saturé exige la considération des différents types de couplage entre le squelette solide des grains du sol et l'eau de pores et, en conséquence, la modélisation du sol comme un milieu biphasique ou triphasique ce qui rend la modélisation numérique très compliquée. Mais, cette exigence n'est plus nécessaire à partir d'une faible distance de la source de vibration parce que, à cause leur amortissement très élevé dû à la résistance de Darcy, les ondes de compression additionnelles peuvent se propager seulement à très faible distance (Zhou *et al.*, 2002). Ainsi, en cas de propagation d'ondes à longues distance (cas de battage de pieux), l'influence de la saturation sur l'amplitude des vibrations peut être négligée, surtout loin du pieu. C'est, peut être, la raison pour laquelle on ne trouve pas dans la littérature une modélisation numérique de battage de pieux dans un milieu saturé ou insaturé. En fait, le phénomène de battage est assez compliqué même dans un sol monophasique à



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

cause les différents types d'ondes qui se superposent et s'interfèrent pendant leur propagation dans toutes les directions.

## 1.7. ISOLATION VIBRATOIRE

L'amplitude des vibrations diminue naturellement avec la distance de la source. Mais, en cas de battage de pieux, cette atténuation peut être insuffisante pour les structures avoisinantes. Dans ce cas, il faut réduire l'amplitude des vibrations par des dispositifs d'isolation comme par exemple, l'isolation vibratoire par l'installation de barrières d'ondes. Ces barrières sont des tranchées ouvertes (vides) ou remplies par un matériau (tel que la bentonite ou le béton) dont la rigidité est différente de celle du sol environnant.

Pour les ondes de Rayleigh, qui ont une longueur d'onde importante, des tranchées profondes sont exigées pour assurer une bonne isolation. Dans ce cas, l'isolation par rangée de pieux semble efficace (Kattis *et al*., 1999). Woods *et al.,* (1974) et Liao & Sangrey (1978) étaient les premiers à étudier expérimentalement l'efficacité de rangées de pieux.

Les tranchées ont été utilisées pendant des années comme barrières pour isoler les vibrations de machines. La littérature à ce sujet est abondante. En fait, il y a deux types d'isolation vibratoire par tranchées : le premier est l'isolation active où l'isolation est effectuée autour de la source de vibration, le second est l'isolation passive où l'isolation est effectuée autour de la structure loin de la source de vibration (Al-Hussaini& Ahmad 1996, Ahmad, *et al.* 1996).

L'isolation vibratoire par les divers types de barrières a fait l'objet des travaux de plusieurs chercheurs.

L'approche expérimentale a été adoptée pour la première fois par Woods (1968) pour étudier l'isolation, active et passive, par différents types de tranchées ouvertes et remplies des vibrations verticales induites dans un sol bi-couche. Il a étudié également l'isolation par palplanches en acier ou en aluminium. Il a constaté que l'amplitude de vibration peut être réduite de 20-40% lorsque la profondeur de la tranchée est, au moins, égale à la longueur d'onde de vibration. Il a noté également que les tranchées ouvertes sont plus efficaces que les palplanches métalliques. En suite, l'approche expérimentale a été adoptée pour étudier l'isolation par rideaux de colonnes en chaux-ciment (Massarsch & Sanaee 1993), et par tranchées ouvertes (Klein, *et al.* 1997). Massarasch (1991, 1993) a développé un système d'isolation vibratoire appelé « Vibroblock System » où des couches flexibles gonflées en gaz sont installées dans une tranchée remplie par un mélange liquide (boue) de ciment et bentonite (Fig. 1.15).

L'approche analytique a été adoptée pour étudier l'isolation par barrières rigides comme tranchées remplies, mur en béton ou colonnes en chaux-ciment (Hilderband 2003) et par rangée de pieux étroitement espacés (Avilés & Sánchez-Sesma 1983 et 1988, Boromoond & Kaynia 1991, etc.). Généralement, les solutions analytiques présentées sont approximatives et ne semblent pas correctes que du côté qualitatif.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Figure 1.15 : Technique d'isolation par un rideau de couches de gaz (Massarasch 1993).

L'approche numérique a été adoptée dans plusieurs recherches pour étudier l'isolation vibratoire par différentes méthodes y compris la méthode d'éléments de frontière (Emad & Manolis 1985, Beskos *et al.*, 1986, Banerjee *et al.*, 1988, Ahmad & Al-Hussaini 1991, Dasgupta *et al.*, 1990, Leung *et al.*, 1990 et 1991, Al-Hussaini & Ahmad 1991, Klein *et al.*, 1997, Kattis *et al.*, 1999a,b, etc.); la méthode des éléments finis (Haupt 1978, Segol *et al.*, 1978, May & Bolt 1982, etc.) et la méthode des différences finies (Aboudi 1973). Dasgupta *et al.*, (1986) ont été les premiers à présenter une solution numérique pour les problèmes d'isolation active par tranchée ouverte. Un modèle tri-dimensionnel basé sur la méthode directe d'éléments de frontière BEM a été utilisé dans une étude paramétrique intéressante de l'isolation vibratoire des ondes de Rayleigh par une tranchée annulaire ouverte (Ahmad *et al.*, 1996) ou remplie par béton ou par mélange sol-bentonite (Al-Hussaini & Ahmad 1996). Dans ce modèle, la source de vibration est présentée par une fondation de machine rigide et circulaire soumise à vibration harmonique verticale et située à la surface d'un sol homogène. Yang & Hung (1997) ont utilisé la méthode des éléments finis et infinis dans une étude paramétrique de l'isolation active par tranchées ouvertes et remplies en cas de vibrations induites par les trains. Ils ont noté que l'isolation est plus importante dans la direction verticale que dans l'horizontale; l'efficacité de la tranchée augmente avec sa profondeur autant qu'elle est inférieure à la longueur de l'onde de Rayleigh (au-delà de cette valeur, l'augmentation d'efficacité deviens modérée), dans la plupart de cas, la profondeur de la tranchée conditionne son efficacité. L'efficacité de tranchée augmente avec la distance de la source (jusqu'à deux fois la longueur de l'onde de Rayleigh). En cas de tranchées remplies, le taux d'amortissement du matériau de remplissage a peu d'influence.

Une synthèse des résultats obtenus par les travaux cités ci-dessus montre que la condition principale pour qu'une barrière réalise une bonne isolation vibratoire est d'avoir, au moins, une profondeur de l'ordre de la longueur d'ondes de surface. C'est pourquoi l'isolation vibratoire par tranchées est plus efficace pour les ondes de surface que pour les ondes de volume et pour les vibrations de moyenne et haute fréquence (longueur d'onde faible) plus



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

que pour les vibrations de basse fréquence (Hung & Yang 2001). En pratique, l'influence de la largeur de tranchées ouvertes est insignifiante (Ahmad *et al.*, 1996). Les tranchées ouvertes sont plus efficaces que les tranchées remplies par un matériau plus rigide que le sol environnant (Woods 1968, Aboudi 1973, Liao & Sangrey 1978, Yang & Hung 1997), mais les dernières sont plus pratiques en raison de la stabilité difficile et les problèmes associés à la nappe en cas de tranchées ouvertes (Haput 1978, Avilés & Sánchez-Sesma 1983, 1988, Kattis *et al.*, 1999). Malgré qu'une tranchée ouverte ou remplies est plus efficace comme barrière d'isolation qu'une rangée de pieux, son utilisation pratique est limitée aux petites à moyennes profondeurs en raison de l'instabilité de sa paroi et des niveaux élevés de la nappe. Les rangées de pieux, semblent être moins efficaces. Ils sont utilisés pour les grandes profondeurs.

Il faut noter que les résultats cités au-dessus concernent principalement l'isolation des ondes de surface émises par des sources superficielles (fondation de machine, moyens de transport, choc en surface). Ainsi, leur application s'avère délicate en cas de battage de pieux où des ondes de vibration se propagent à partir de l'ensemble du pieu (pointe et fût). En plus, dans la zone près du pieu battu, ces ondes sont plutôt ondes de volume qu'ondes de surface.

## 1.8. CONCLUSIONS

Ce chapitre a comporté une synthèse des travaux réalisés sur les vibrations induites par le battage de pieux. Ces vibrations peuvent être à l'origine des nuisances vibratoires pour les usagers et les structures avoisinantes. Ainsi, le phénomène des vibrations induites par le battage de pieux est important pour prédire l'amplitude des vibrations susceptibles d'être provoquées par le battage de pieux et leur conséquence sur l'environnement.

La plupart des travaux réalisés ont comporté des mesures in situ. Mais ces mesures ont été, quelquefois, effectuées en peu de points et, souvent, présentées et analysées indépendamment de la force de battage. À partir de ces mesures, des relations d'atténuation ont été proposées. Elles peuvent être utilisées pour des sols relativement homogènes. Mais l'utilisation de ces relations empiriques pose des difficultés en cas de configurations complexes de sols. En fait, les différents travaux montrent que l'étude des vibrations induites par le battage de pieux constitue un problème fort complexe à cause les nombreux paramètres qui influencent l'amplitude des vibrations et les différents types d'ondes générées. Ces ondes superposent et s'interfèrent pendant leur propagation en fonction du profil géologique. Ainsi la généralisation des résultats obtenus sur une certaine configuration parait très difficile et peut donner des résultats erronés.

La modélisation numérique s'avère indispensable pour étudier les vibrations induites par le battage de pieux. Pourtant, la recherche bibliographique montre qu'il y en a très peu. En fait, la plupart des travaux de modélisation numériques ont été portés sur le procédé de battage lui-même. Leur objectif était plutôt l'étude de la capacité portante du pieu battu et la performance du mouton utilisé que l'étude des vibrations induites dans le sol et l'évaluation de leurs effets.

Dans les chapitres suivants, nous présentons une étude approfondie des vibrations induites par le battage de pieux. Cette étude comporte, à la fois, des mesures in situ et une modélisation numérique par éléments finis. Les mesures in situ sont effectuées en un grand nombre de points avec mesure de la force de battage. Quant à la modélisation numérique, elle sera utilisée pour simuler les vibrations induites par le battage de pieux dans configurations



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

complexes de sols, étudier l'atténuation de ces vibrations dans les deux directions verticale et horizontale, réaliser une étude des paramètres qui influencent l'amplitude des vibrations et tester l'efficacité des tranchées comme dispositifs d'isolation des vibrations.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

# CHAPITRE 2 :
# MESURES DES VIBRATIONS INDUITES PAR ESSAIS EN VRAIE GRANDEUR DE BATTAGE DE PIEUX



© 2005 Tous droits réservés.

http://www.univ-lille1.fr/bustl

## 2.1. INTRODUCTION

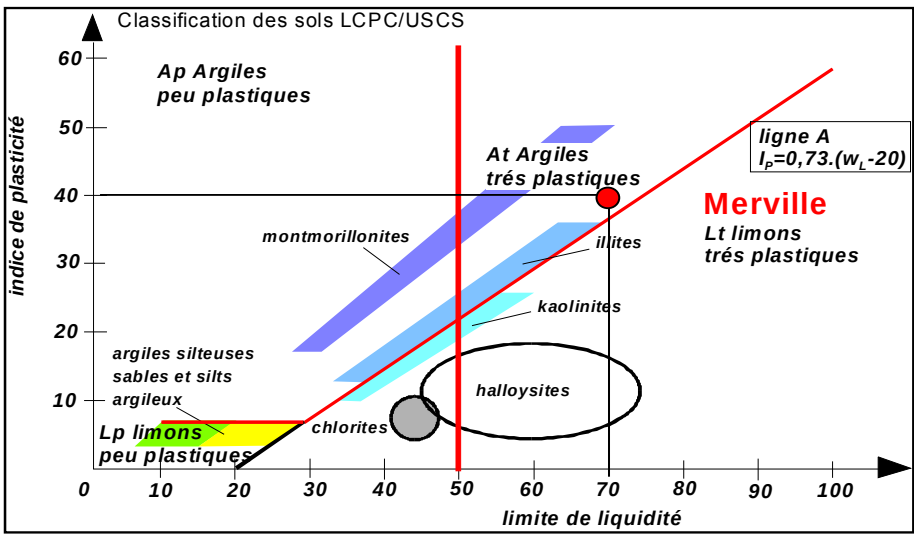
Deux essais de battage en vraie grandeur ont été réalisés à Merville dans le cadre du Projet National Vibrofonçage: battage d'un tube Ø508mm et battage d'une paire de palplanches AU16. Dans ce chapitre, nous présenterons une analyse des résultats de l'essai de battage du tube. Les résultats de l'essai de battage des palplanches sont présentés dans l'annexe I. Nous présenterons le site expérimental, les deux essais réalisés, les équipements utilisés, les mesures effectuées et, enfin, les résultats de l'analyse des mesures effectuées. Nous présenterons les résultats détaillés de l'analyse des mesures des composantes verticale et longitudinale. Par contre, les résultats des mesures de la composante transversale ne seront pas présentés parce que l'amplitude de cette composante est très inférieure à celle des deux autres composantes. Les mesures sont analysées selon deux approches:

- *'L'approche conventionnelle'* basée sur l'étude des signaux totaux;
- *'L'approche avancée'* basée sur la séparation des ondes observées sur les enregistrements et l'analyse de chaque onde séparément. Cette séparation est effectuée à l'aide de la méthode Slant Stack, appelée également transformation p-τ.

## 2.2. PRÉSENTATION DU SITE EXPÉRIMENTAL DE MERVILLE

Le site de Merville est un site expérimental du LPC. Le sol est constitué des formations suivantes:

1- de 0 à 2,2 m, des limons avec une croûte durcie de 0,5–1 m due aux cycles de humidification/dessiccation ;
2- de 2,2 à 42 m, l'argile des Flandres d'Ypresien dont la minéralogie est dominée par le Smectite et l'Illite (Platret & Planet 2002, cité par Borel *et al.*, 2003a) et qui peut être classifiée comme "argile très plastique" (Fig. 2.1);
3- de 42 à 84 m, les sables et les argiles du Landénien;
4- au-delà de 84 m, un lit de craie du Senonien et du Turnien.




© 2005 Tous droits réservés. 

Une campagne de reconnaissance géotechnique (essais de pénétration CPT et SPT, essais pressiométriques et essais de propagation d'onde) a été effectuée sur le site pour caractériser les deux couches supérieures (limons et argile des Flandres) (Borel *et al.*, 2003b ). Les figures 2.2a et 2.2b illustrent la variation avec la profondeur (d) de la pression limite de Ménard ($p_l$) mesurée par 3 essais et de la résistance à la pointe ($q_c$) mesurée par 6 essais.

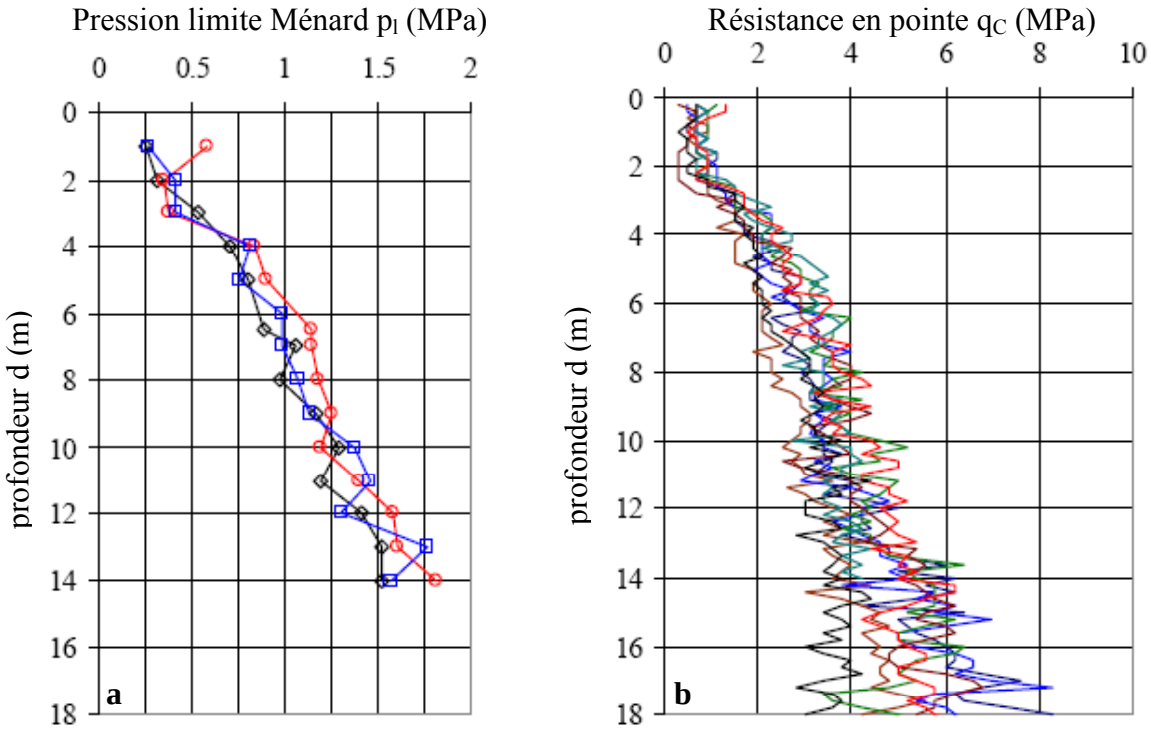



Figure 2.2 : Résultats des essais in situ effectués sur le site de Merville (Borel *et al.*, 2003b):
a) Essais préssiométriques b) Essais de pénétration statique CPT.

Le tableau 2.1 récapitule les résultats des essais pénétrométriques et pressiométriques.

| Type d'essais | Essais CPT | Essais SPT | Essais PMT | |
|---|---|---|---|---|
| Paramètre | $q_C$ (MPa) | $N_{SPT}$ | $p_l$ (MPa) | $E_m$ (MPa) |
| Limon (0–2,2 m) | 1 | 6 | 0,6 à 0,25 | 4 à 6 |
| Argile des Flandres (d = 4 m) | 2 | 13 | 0,75 | 12 |
| Argile des Flandres (d = 14 m) | 4,5 | 25 | 1,6 | 30 |

Tableau 2.1 : Caractéristiques pénétrométriques et pressiométriques du sol sur le site de Merville.

Les figures 2.3a et 2.3b illustrent, respectivement, la variation avec la profondeur (d) de la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement ($C_S$) et de la masse volumique du sol ($\rho_S$).

Les résultats de mesures montrent que:

- Dans la couche limoneuse en surface, les caractéristiques géotechniques du sol sont légèrement meilleures en surface (dans la croûte durcie) qu'en profondeur.
- Dans la couche d'argile des Flandres, les caractéristiques géotechniques du sol augmentent linéairement avec la profondeur.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

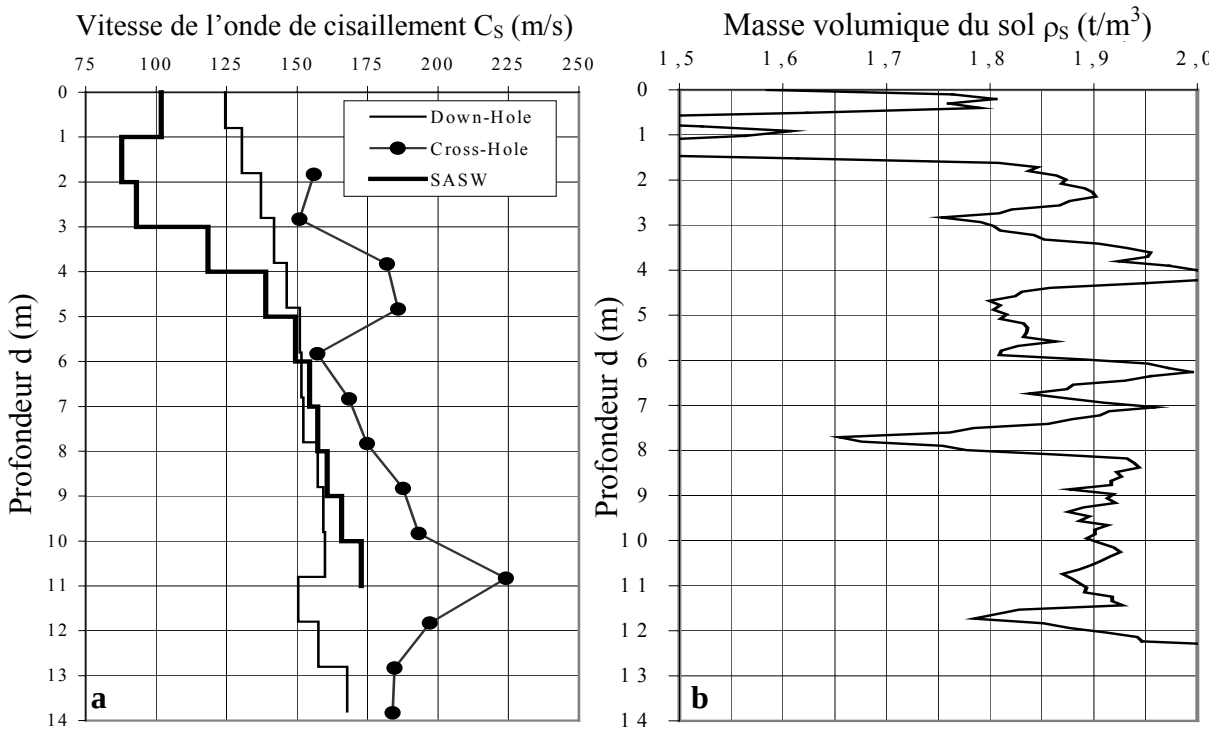



Figure 2.3 : Résultats des essais de propagation d'onde sur le site de Merville (Borel *et al.*, 2003b):
a) Vitesse de l'onde de cisaillement $C_S$ b) Masse volumique du sol $\rho_S$.

## 2.3. PRESENTATION DES ESSAIS

Parmi les essais de battage réalisés à Merville, on présente les essais suivants:

1- Le battage d'un tube métallique Ø508mm (noté pieu 1 par la suite) de 12,5m de longueur à 9,40m de profondeur.

2- Le battage d'une paire de palplanches AU16 (notée palplanches 1 par la suite) de 13m de longueur à 7m de profondeur.

L'implantation des essais sur le site est illustrée dans la figure 2.4. Cette figure montre également les palplanches installées sur le site avant la réalisation des deux essais. On note l'existence d'un rideau de quatre paires de palplanches AU16 installé à 12,75m de profondeur dans la direction de mesure 2 à une distance de 3,33m du pieu 1 et des palplanches 1.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

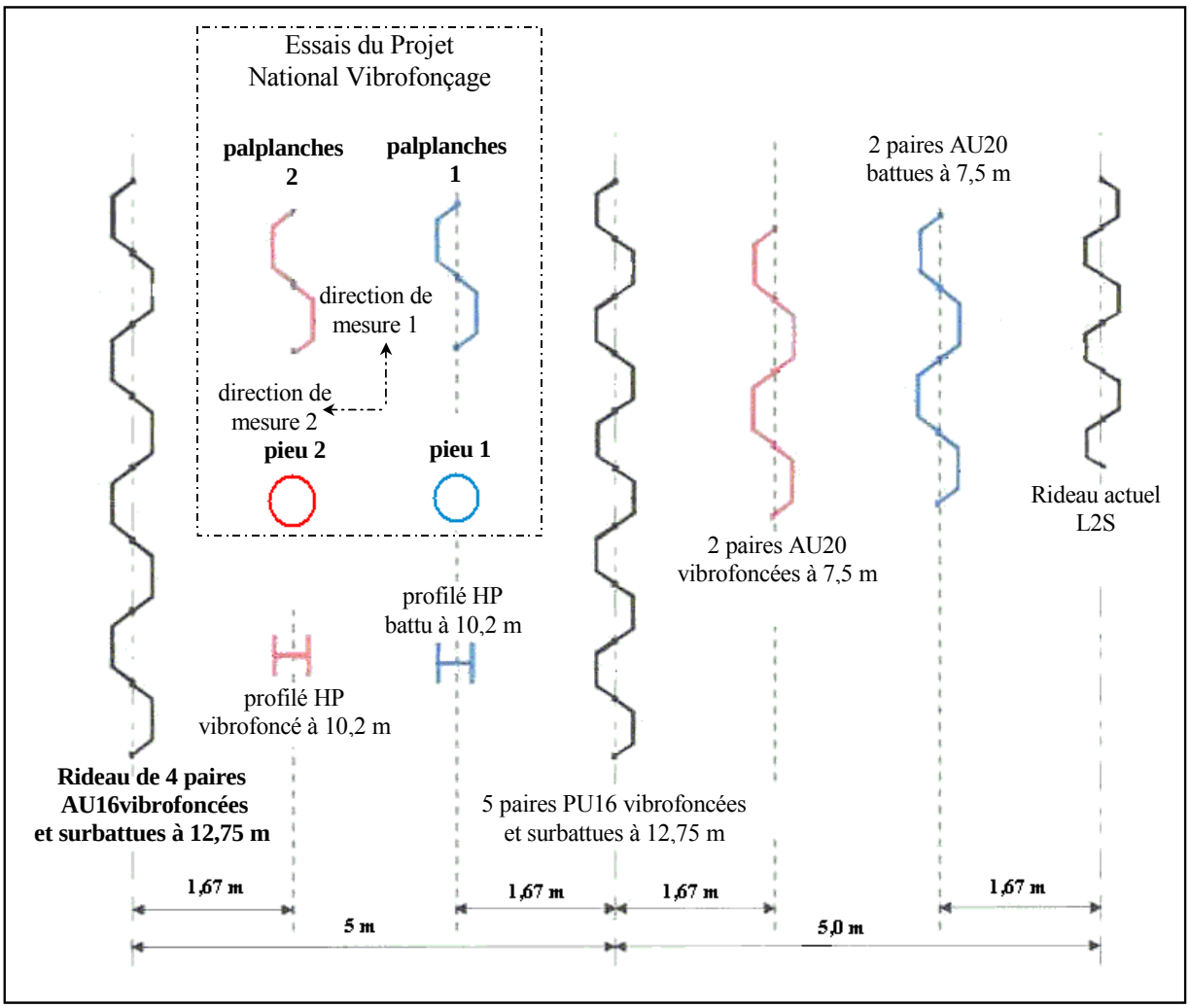



Figure 2.4 : Plan d'implantation des essais réalisés sur le site expérimental de Merville.

## 2.4. ÉQUIPEMENT UTILISÉ ET MESURES EFFECTUÉES

### 2.4.1. Équipement utilisé

Le pieu 1 et les palplanches 1 ont été installés au moyen d'un marteau type IHC S70 dont les caractéristiques sont données dans le tableau 2.2. Lors de la mise en place du pieu et des palplanches, nous avons effectué les mesures des vibrations dans les directions verticale V, longitudinale L et transversale T en plusieurs points situés à la surface du sol. En chaque point, les vibrations sont mesurées au moyen d'un géophone triaxial ou un ensemble de trois géophones uniaxiaux. Les principales caractéristiques des géophones utilisés sont données dans le tableau 2.3.

| | |
|---|---|
| Masse du marteau | 3500 kg |
| Cadence de frappe maximale | 50 coups/ min |
| Energie potentielle par frappe | 2 à 70 kN.m |
| Masse totale (pour paire de palplanches AU16) | 10910 kg |
| Masse totale (pour tube ϕ508 mm) | 10390 kg |

Tableau 2.2 : Caractéristiques du marteau IHC S70 utilisé dans les essais de battage à Merville.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

| | géophone uniaxial | géophone triaxial |
|---|---|---|
| Type | GS-20DH | GS-3C Land Case |
| Fréquence propre | 28Hz | 10Hz |
| Sensibilité | 35,4 mV/mm/s | 22,4 mV/mm/s |

Tableau 2.3 : Caractéristiques des géophones utilisés à Merville.

Le choix des géophones de fréquence propre 10 Hz résulte des recommandations de Ramshaw *et al.*, 1997 qui a montré que dans la plus part de cas le spectre des vibrations induites par le battage de pieux ne porte pas d'énergie importante au-dessous de 10 Hz (les géophones de fréquence propre de 4,5 Hz sont souvent recommandés pour les études de vibration de structures).

Pour les géophones de fréquence propre de 28 Hz, ils ont été utilisés à titre de compléter les mesures avec les géophones 10Hz dont la quantité était limitée, sur un nombre de point de mesure plus important.

L'acquisition des signaux mesurés est effectuée au moyen d'un sismographe du type StrataView R60 (avec 60 voies de mesure) (Fig. 2.5).

Figure 2.5: Le sismographe StrataView utilisé pour l'acquisition des signaux.

## 2.4.2. Mesures effectuées

Les mesures ont été effectuées en 16 points de mesure implantés à la surface du sol avec un espacement de 5 m sur deux lignes perpendiculaires qui passent par le centre du pieu ou



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

des palplanches de manière d'avoir 10 points (de 5 à 50m) sur la première ligne (notée direction de mesure 1) et 6 points (de 5 à 30m) sur la seconde ligne (notée direction de mesure 2). Dans la direction 1, on a utilisé un géophone 3D pour les six points situés à 5-30m et un ensemble de trois géophones 1D aux quatre points suivants situés à 35-50m. Dans la direction 2, on a utilisé un géophone 3D pour les 4 points situés à 5-20m et un groupe de trois géophones 1D aux points situés à 25 et 30m (Fig. 2.6).

Lors des essais, les vibrations ont été mesurées en séquences de 10s. Pour réduire la taille des mesures enregistrées, le sismographe a été programmé pour que chaque séquence comprenne une phase de mesure de 2,048s avec une fréquence d'échantillonnage de 2000Hz (pas d'échantillonnage dt = 0,5ms). Après cette phase, une phase d'enregistrement et d'attente (sans mesure) de (10 – 2,048s = 7,952s) a été programmée pour que les mesures soient enregistrées sur le sismographe avant de reprendre les mesures dans la séquence suivante.

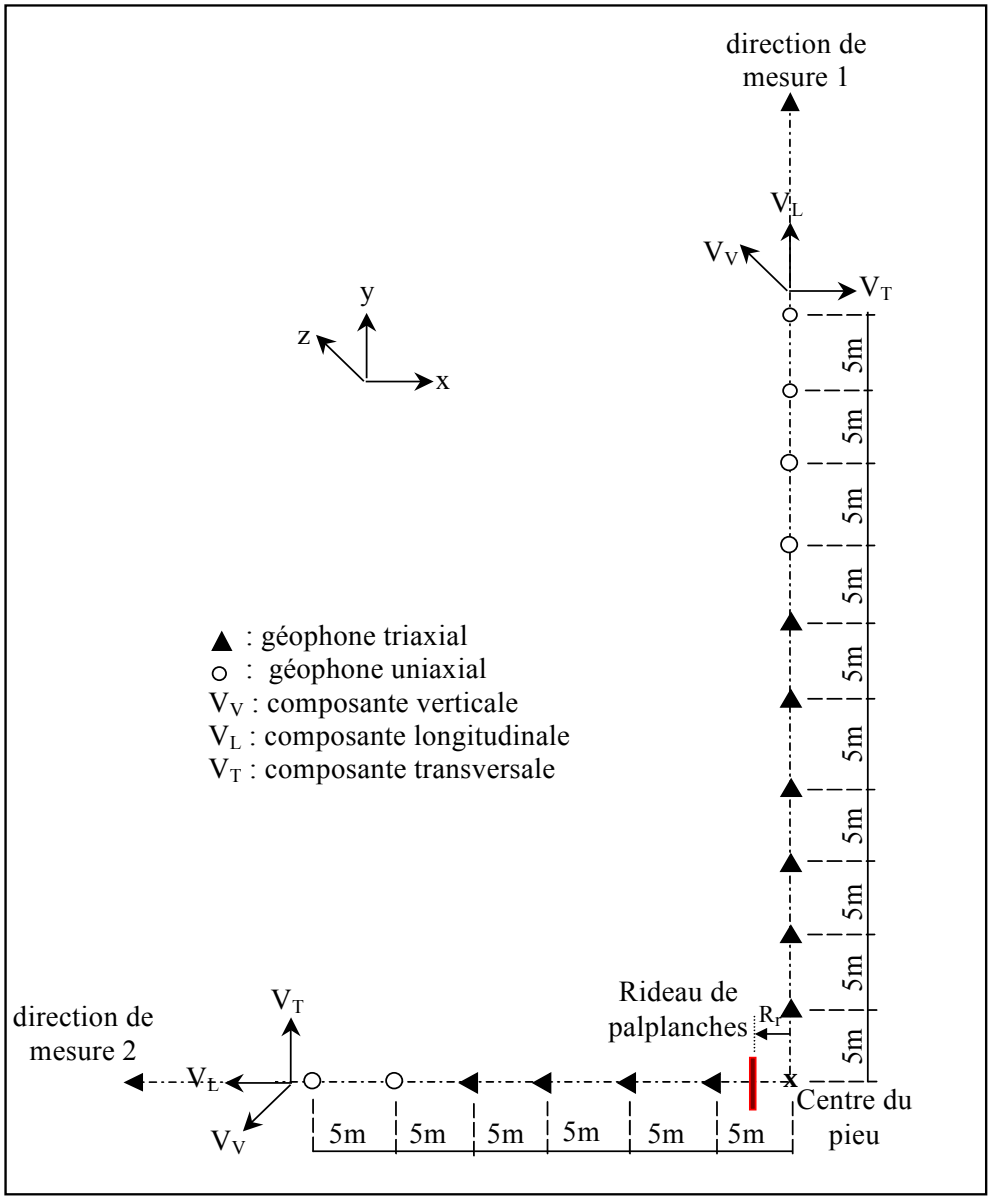



Figure 2.6 : Plan d'implantation des géophones sur le site de Merville et illustration des trois composantes de vibrations (plan valable pour les deux essais étudiés).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

L'étude du contenu fréquentiel des mesures (présentée par la suite) a montré que les fréquences dominantes des vibrations mesurées sont inférieures à la fréquence propre des géophones (28Hz). C'est pourquoi, les mesures effectuées par ces géophones ont été corrigées pour la fréquence dominante en multipliant le signal par un facteur de correction calculé à partir de la courbe de calibration de ces géophones (Fig. 2.7). À titre d'exemple, pour une fréquence dominante de 16Hz, les mesures sont corrigées en multipliant par le coefficient 0,9/0,3 = 3. Bien évidemment, cette correction simplifiée ne prend pas en compte la correction du spectre global du signal. Elle peut provoquer deux types d'erreurs : une erreur liée à l'amplitude de vibration qui ne s'avère pas trop importante parce que l'amplitude du signal s'aligne bien avec la tendance des mesures avec les géophones de 10 Hz (voir figure 2.11); et une erreur liée à la caractéristique de phase qui est trouvée également peu importante puisque les signaux reçus par les géophones 28 Hz s'alignent bien avec ceux des géophones 10 Hz sur les sismogrammes des mesures (voir figure 2.9 à titre d'exemple). Indépendamment, la contribution des signaux mesurés par les géophones les plus éloignées, dans l'énergie totale des signaux, est la plus faible.

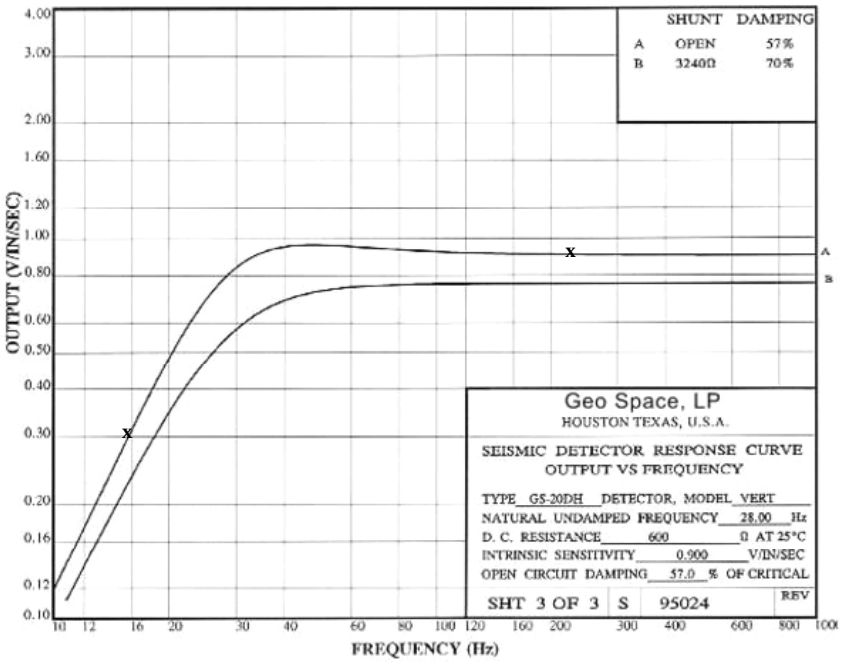



Figure 2.7: Courbe de calibration du géophone uniaxial du type GS-20DH de fréquence propre de 28HZ*.

D'autres partenaires (LCPC, FUGRO France) ont procédé à l'enregistrement continu des paramètres suivants: le nombre de coup et cadence, la profondeur de fiche et l'énergie par coup (Rocher-Lacoste *et al.*, 2004).

## 2.5. ANALYSE DES VIBRATIONS INDUITES PAR LE BATTAGE DU PIEU 1 PAR APPROCHE CONVENTIONNELLE

L'implantation du pieu 1 est illustrée dans la figure 2.4. On note l'existence du rideau de 4 paires de palplanches AU16 dans la direction de mesure 2 à une distance $R_r$ = 3,33m de

* http://www.geospacelp.com



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

l'axe du pieu. Le pieu a été tout d'abord vibrofoncé à 1,5m sans mesure, puis battu à partir de 1,5m jusqu'à 9,40m. La figure 2.8 montre l'énergie de battage et le nombre de coups de marteau nécessaires pour enfoncer le pieu de 25 cm dans le sol. Une augmentation de l'énergie de battage de 10 à 20 kJ a été opérée à un enfoncement du pieu Z = 7m.

Dans cette section, nous présentons, principalement, une analyse des mesures des deux composantes verticale $V_V$ et longitudinale $V_L$. Les mesures de la composante transversale $V_T$ ne sont pas analysées parce que l'amplitude de cette composante est relativement faible. L'analyse des mesures a été effectuée pour plusieurs enfoncements du pieu. Les résultats détaillés sont présentés pour un enfoncement Z = 5m.

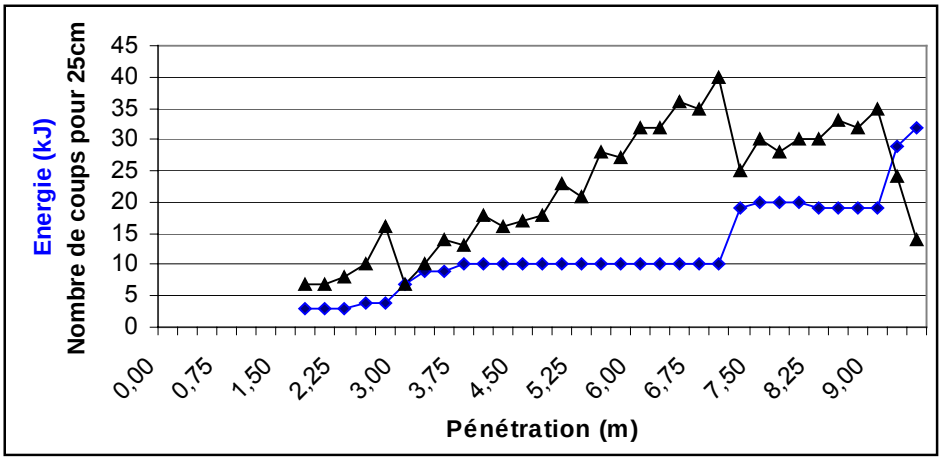



Figure 2.8 : Battage du pieu 1 : Courbes de l'énergie de battage et le nombre de coups/25 cm en fonction de l'enfoncement du pieu battu.

## 2.5.1. Analyse des mesures de la composante verticale

### 2.5.1.1. Résultats de mesure

La figure 2.9 illustre le sismogramme des signaux temporels des vibrations verticales $V_V$ enregistrées par le sismographe aux 10 points situés dans la direction de mesure 1. Les mesures effectuées au point situé à 50m du pieu ne sont pas présentées dans l'analyse à cause d'une défaillance. Chaque signal est normalisé par rapport à son amplitude maximale absolue notée sur la figure.

Cette figure montre que :

- Le mouvement provoqué par le battage comprend de traces de plusieurs ondes. On peut distinguer deux parties sur le sismogramme. La première partie (notée onde 1) est en réalité un signal plus compliqué qui comprend plusieurs ondes comme il sera montré ultérieurement. La seconde partie (notée onde 2) est une onde de fréquence plus basse. La séparation entre ces deux ondes devient de plus en plus évidente avec l'éloignement du pieu. À une faible distance (r=5m par exemple), la séparation entre les deux ondes est difficile parce que la distance est petite par rapport à la longueur des ondes.

- L'amplitude des vibrations décroît avec la distance du pieu.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

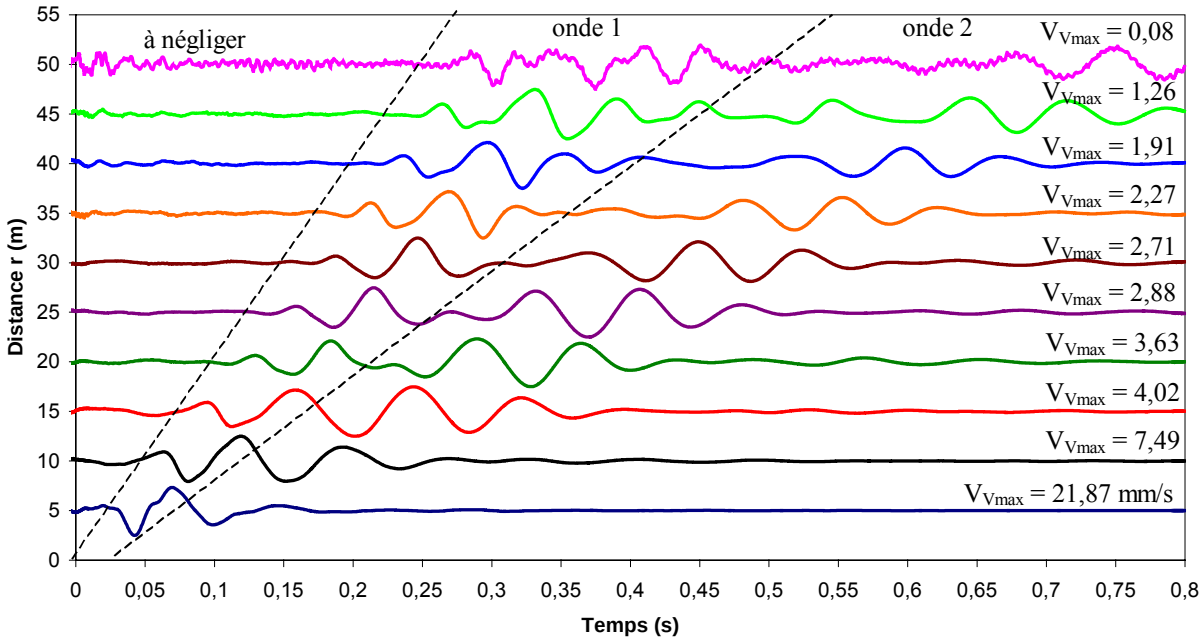



Figure 2.9 : Enregistrements à la surface du sol des vibrations verticales (enfoncement Z = 5m).

La figure 2.10 présente, pour sept valeurs d'enfoncement du pieu, les courbes d'atténuation des vibrations verticales (*mesures brutes*) dans la direction de mesure 1. Cette figure montre une variation importante de l'amplitude des vibrations avec l'enfoncement du pieu.

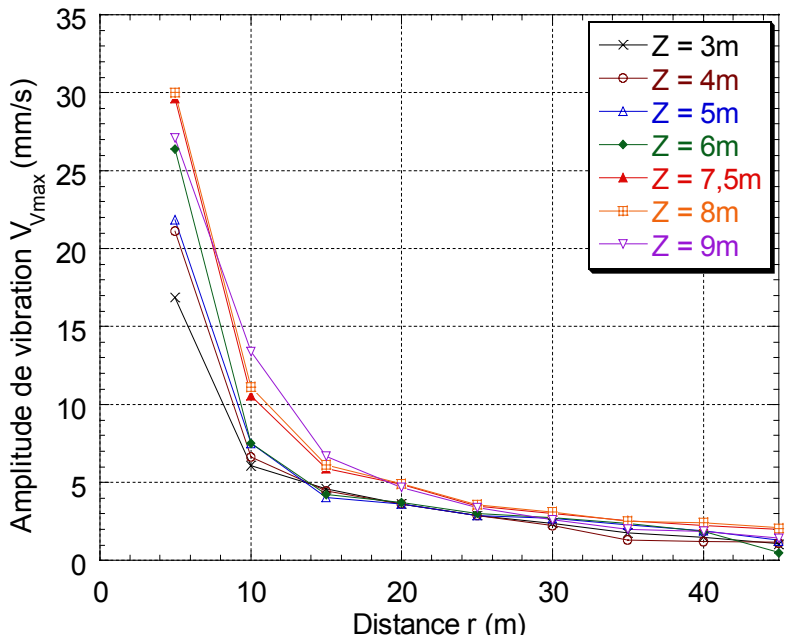



Figure 2.10 : Influence de l'enfoncement du pieu sur l'amplitude des vibrations verticales.

### 2.5.1.2. Analyse critique des résultats de mesure

**Influence de l'enfoncement du pieu**

La figure 2.10 montre une variation de l'amplitude des mesures brutes avec l'enfoncement du pieu. Cette variation peut être due à la variation de l'énergie de battage $W_0$



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

au cours de l'essai (Fig. 2. 8). Pour prendre cette variation en compte, les mesures sont normalisées par rapport à la racine carrée de l'énergie de battage d'après l'expression (Attewell & Farmer 1973 et Ramshaw *et al.*, 1998) :

$$V = k\frac{\sqrt{W_0}}{r} \qquad \text{(Eq. 2.1)}$$

Où V (en mm/s) est l'amplitude des vibrations à la distance r (en m), $W_0$ (en joules) est l'énergie à la source de vibration et k est un coefficient empirique dont la valeur moyenne recommandée est égale à 0,75. Les résultats obtenus sont présentés dans la figure 2.11. On note que l'amplitude des vibrations normalisées varie peu avec l'enfoncement du pieu en particulier dans la seconde partie des courbes d'atténuation ($r > \lambda_R$) ($\lambda_R = C_R/f \approx 135/12 \approx$ 11m où les valeurs de $C_R$ et f sont obtenues par l'analyse à l'aide de la méthode Slant Stack des mesures de la composante verticale : voir 2.6.2.1).

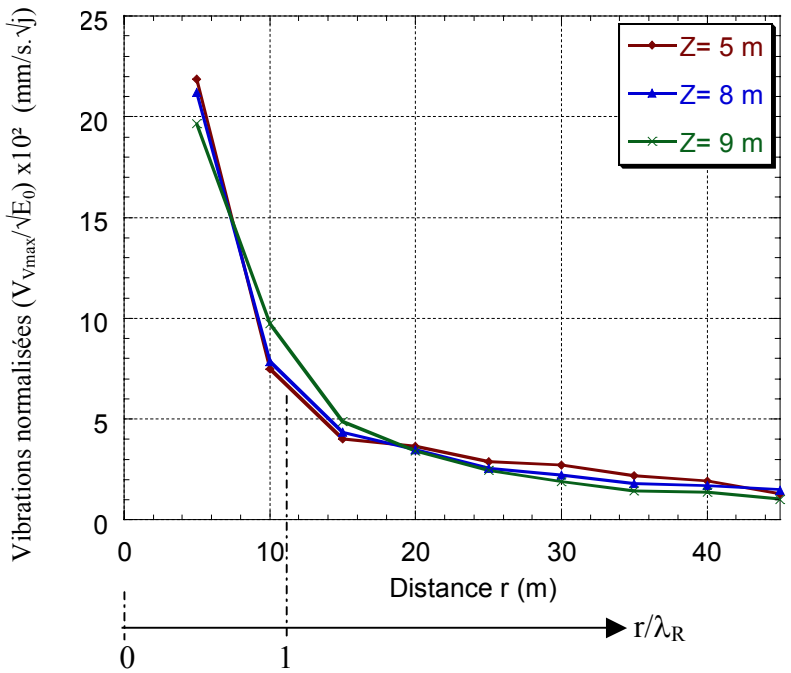



Figure 2.11 : Influence de l'enfoncement du pieu sur l'amplitude des vibrations verticales (mesures normalisées par rapport à la racine carré de l'énergie de battage) ($\lambda_R \approx$ 11m)

## Étude du contenu fréquentiel

Nous avons étudié le contenu fréquentiel des mesures à l'aide des transformées de Fourier. La figure 2.12 présente les spectres des mesures verticales aux points situés à des distances r = 10, 25 et 40m. Elle montre:

- Les fréquences dominantes sont portées sur une bande fréquentielle assez large (8 à 25Hz) avec une fréquence centrale qui se situ autour de 16 Hz. La largeur de cette bande augmente avec la distance du pieu.
- L'apparition de plusieurs pics ou fréquences dominantes.
- L'amplitude du spectre décroît rapidement avec la distance du pieu.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

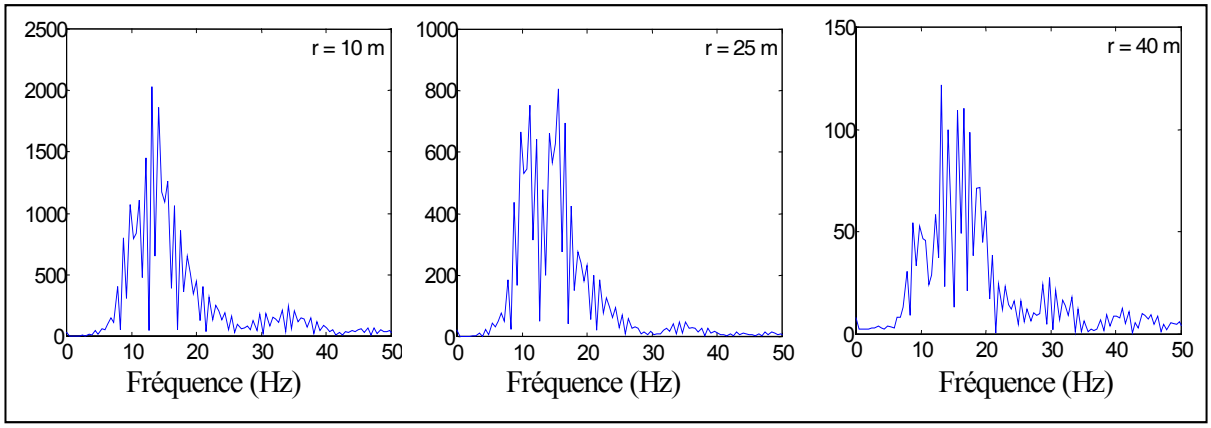



Figure 2.12 : Spectres des vibrations verticales à différentes distances du pieu (Z = 5m).

## Étude de l'atténuation des vibrations

La figure 2.13 illustre la courbe d'atténuation des vibrations. On note qu'elle peut être divisée en deux parties. La première s'étend sur une distance de l'ordre de la longueur de l'onde de surface ($\lambda_R = C_R/f \approx 135/12 \approx 11$m) (valeurs obtenues par l'analyse à l'aide de la méthode Slant Stack des mesures de la composante verticale : voir 2.6.2.1). Dans cette partie, on constate une diminution rapide de l'amplitude avec la distance du pieu. La seconde partie ($r > \lambda_R$) montre une décroissance lente de l'amplitude avec la distance du pieu.

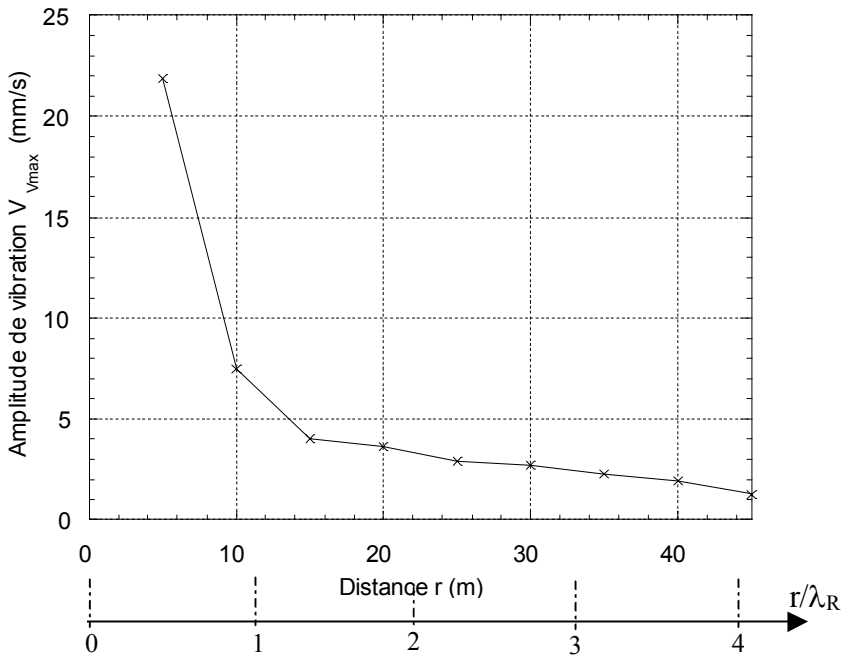



Figure 2.13 : Atténuation des vibrations verticales (Z = 5m).
La longueur de l'onde de surface $\lambda_R \approx 11$m.

### Calibration des formules empiriques sur les données expérimentales

Parmi les nombreuses formules empiriques d'atténuation présentées auparavant (voir 1.5.2.1), nous avons choisi les deux les plus utilisées pour les calibrer sur les données expérimentales.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

La première relation empirique est celle proposée par Attewell & Farmer en 1973. Elle donne l'amplitude des vibrations V (en mm/s) à une distance du pieu r (en m) en fonction de l'énergie de battage $W_0$ (en joules) et d'un coefficient empirique k dont la valeur recommandée est k = 0,75:

$$V = K\frac{\sqrt{W_0}}{r} \qquad \text{(Eq. 2.2)}$$

La figure 2.14 montre les résultats de comparaison entre les courbes d'atténuation expérimentale et empirique pour un enfoncement du pieu Z = 5m ($W_0$ = 10000 joules (Fig.2.8)). On note un accord quasiment parfait entre les amplitudes mesurées et prédites dans la seconde partie des courbes. Par contre on note une sous-estimation de l'ordre de 32% de l'amplitude des vibrations près du pieu (r = 5m).

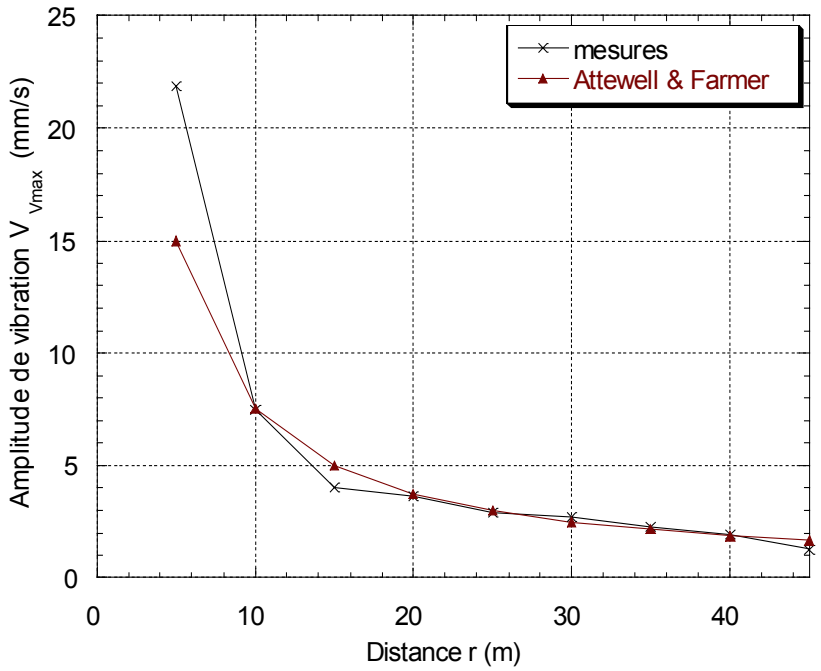



Figure 2.14 : Calibration de la relation d'Attewell & Farmer sur les mesures des vibrations verticales (Z = 5m).

La seconde relation étudiée est celle de Bornitz. Elle donne l'amplitude des vibrations $V_b$ à une distance $r_b$ en fonction de l'amplitude $V_a$ à une distance de référence $r_a$ et des valeurs des coefficients d'amortissement géométrique n et matériel α du sol:

$$V_b = V_a \left(\frac{r_a}{r_b}\right)^n e^{\alpha(r_a - r_b)} \qquad \text{(Eq. 2.3)}$$

Dans cette relation, le coefficient α représente l'atténuation pour un signale monochromatique de fréquence $f_o$ ($\alpha = \alpha_{(fo)}$). Nous utilisons cette formule pour le signale impulsionnel en faisant l'approximation que α représente l'atténuation pour sa fréquence centrale (hypothèse très souvent utilisée pour ce type de mesures)



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Nous avons calibré cette formule sur les données expérimentales selon deux approches (voir 1.5.2.1) :

1- La première approche consiste à négliger l'amortissement matériel ($\alpha = 0$) et calibrer les courbes d'atténuation géométrique sur les données expérimentales. Elle permet d'estimer la valeur du coefficient d'amortissement géométrique n (Eq. 1.20). Le résultat obtenu est illustré dans la figure 2.15. On note que:

- La présentation des mesures de la composante verticale sur un graphique (log-log) donne une ligne droite (avec coefficient de détermination R = 0,983). La valeur du coefficient n est la pente de cette ligne (n = 1,15).
- La valeur de n obtenue (n = 1,15) est différente de celle des ondes de surface (n = 0,5). En fait, la valeur de n = 1,15 désigne plutôt des ondes de volume (n = 1 à 2) (Eqs. 1. 8 et tableau 1.4).

2- La deuxième approche consiste à interpréter les données expérimentales en terme de propagation des ondes de Rayleigh (n = 0,5) et calibrer les courbes de l'amortissement matériel sur les données mesurées. Ainsi, la valeur du coefficient d'amortissement matériel $\alpha$ peut être déterminée comme la pente de la droite:

$$\ln(V_b/V_a) - n \ln(r_a/r_b) = \alpha\,(r_a - r_b) \qquad \text{(Eq. 2.4)}$$

En prenant comme référence l'amplitude mesurée au premier point de mesure ($r_a$=5m), le résultat est illustré dans la figure 2.16a. Comme l'onde de surface ne se forme complètement qu'à partir de certaine distance de la source ($\approx$ longueur d'onde de surface $\lambda_R$) (Gucunski & Woods 1992), nous présentons dans la figure 2.16b les résultats obtenus en prenant comme référence le second point de mesure ($r_a$ = 10m $\approx \lambda_R$ ).

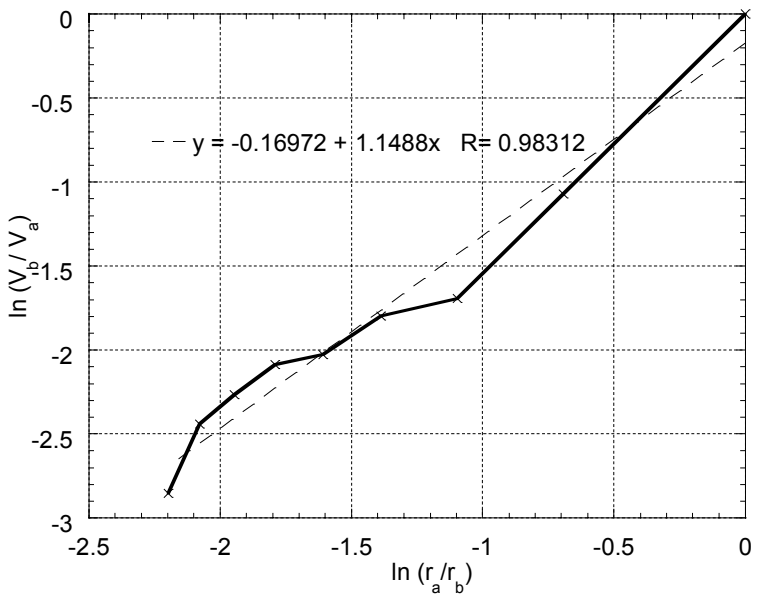



Figure 2.15 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des vibrations verticales $V_V$ : première approche (calcul de n pour $\alpha = 0$).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

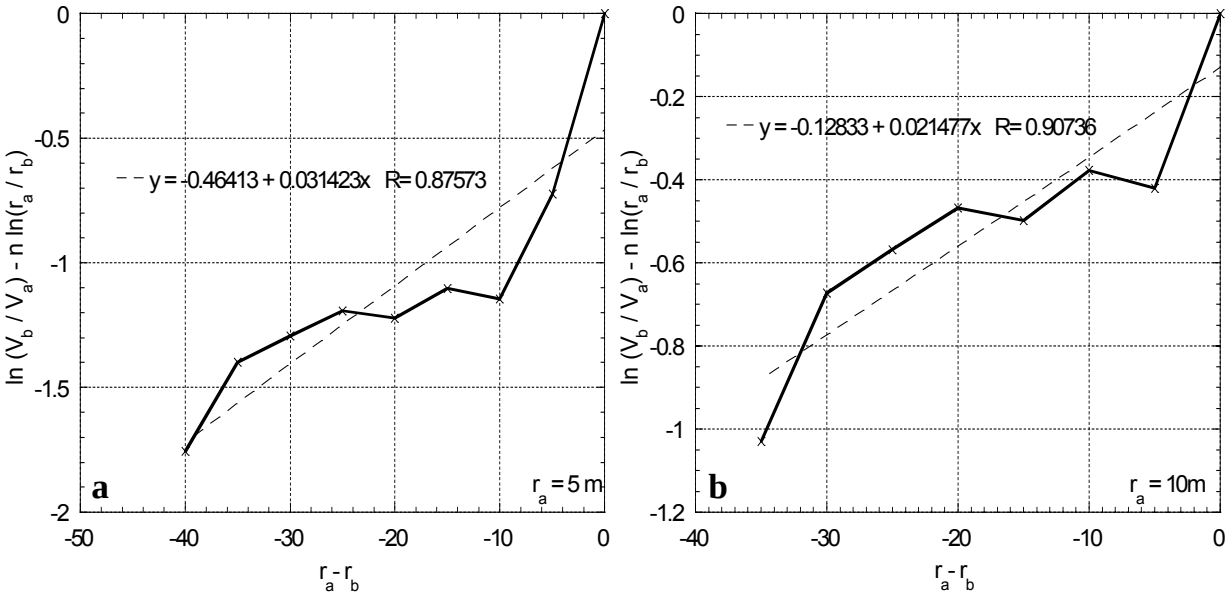



Figure 2.16 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures de la composante verticale (calcul de $\alpha$ pour n = 0,5) : a) $r_a$ = 5 m b) $r_a$ = 10m ($\approx \lambda_R$).

On note que:

- La précision de la valeur calculée de $\alpha$ est meilleure si on ne considère que la seconde partie de la courbe d'atténuation ($r_a$ = 10m). Ce qui confirme que les ondes qui se propagent près du pieu ne sont pas, en principe, des ondes de surface.
- Pourtant, dans les deux cas, cette précision est relativement faible (coefficient de détermination R = 0,88 et 0,91 respectivement), ce qui indique que les signaux mesurés comprennent plusieurs ondes et pas seulement des ondes de surface.
- Ces conclusions confirment la conclusion obtenue par la première approche qui indique que l'atténuation de l'amplitude des mesures correspond plutôt à une atténuation des ondes de volume.

Puisque la valeur du coefficient d'amortissement géométrique n dépend du type d'onde et de la position du point de mesure (Eqs. 1.8), on présente dans la figure 2.17 la courbe d'atténuation expérimentale ainsi que les trois courbes calculées à partir de l'équation de Bornitz avec $\alpha$ = 0,03 et n = 0,5 ; n = 1 et n = 2 respectivement. On note que la courbe d'atténuation commence par une diminution rapide près du pieu (1<n<2) qui désigne des ondes de volume qui se propagent dans le champ proche (n = 2) et puis dans le champ lointain (n = 1). Ensuite, l'atténuation devient lente et la courbe d'atténuation tend vers la courbe d'atténuation des ondes de surface (n = 0,5).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

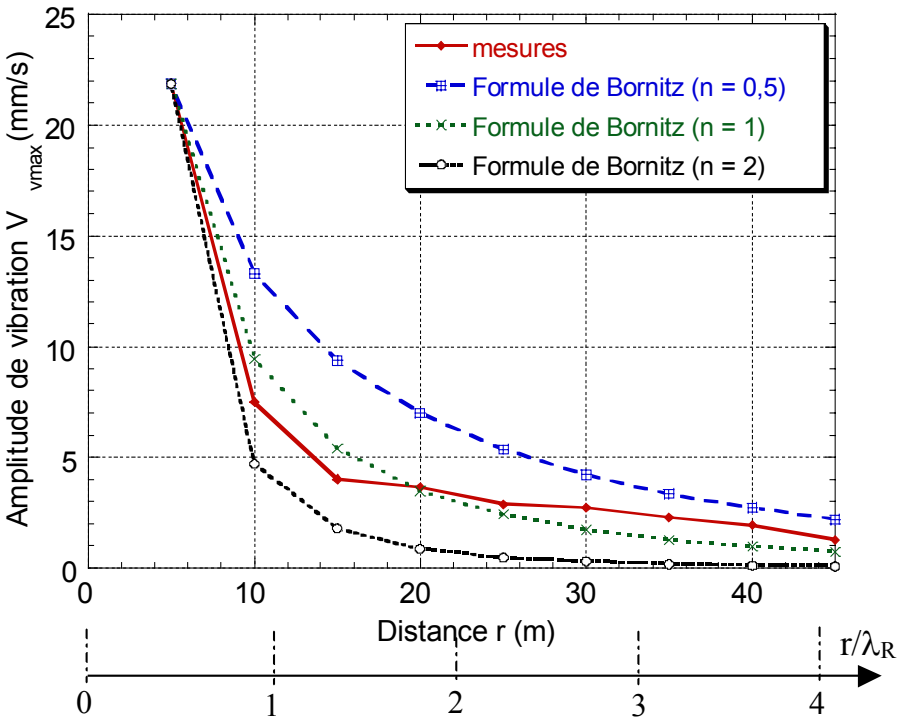



Figure 2.17 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des vibrations verticales en faisant varier le coefficient d'amortissement géométrique n ($\alpha$ = 0,03).

## 2.5.2. Analyse des mesures des composantes longitudinale et transversale

### 2.5.2.1. Résultats de mesure

La figure 2.18 illustre les sismogrammes des signaux temporels des vibrations longitudinales $V_L$ (Fig. 2.18a) et transversales $V_T$ (Fig. 2.18b) enregistrés aux 10 points situés dans la direction 1. Dans l'analyse suivante, les mesures de la composante longitudinale à 40 et 45m et celles de la composante transversale à 50m du pieu ne seront pas présentées à cause l'incertitude des mesures (très faible amplitude et forte perturbation du signal).

La comparaison de ces mesures avec celles de la composante verticale (Fig. 2.9) montre que :

- Les sismogrammes des trois composantes se ressemblent: existence de plusieurs ondes dans les signaux temporels; la séparation entre ces ondes s'améliore avec la distance du pieu.
- L'amplitude des vibrations transversales $V_T$ est assez faible (<5 mm/s) même à faible distance (r = 5m).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

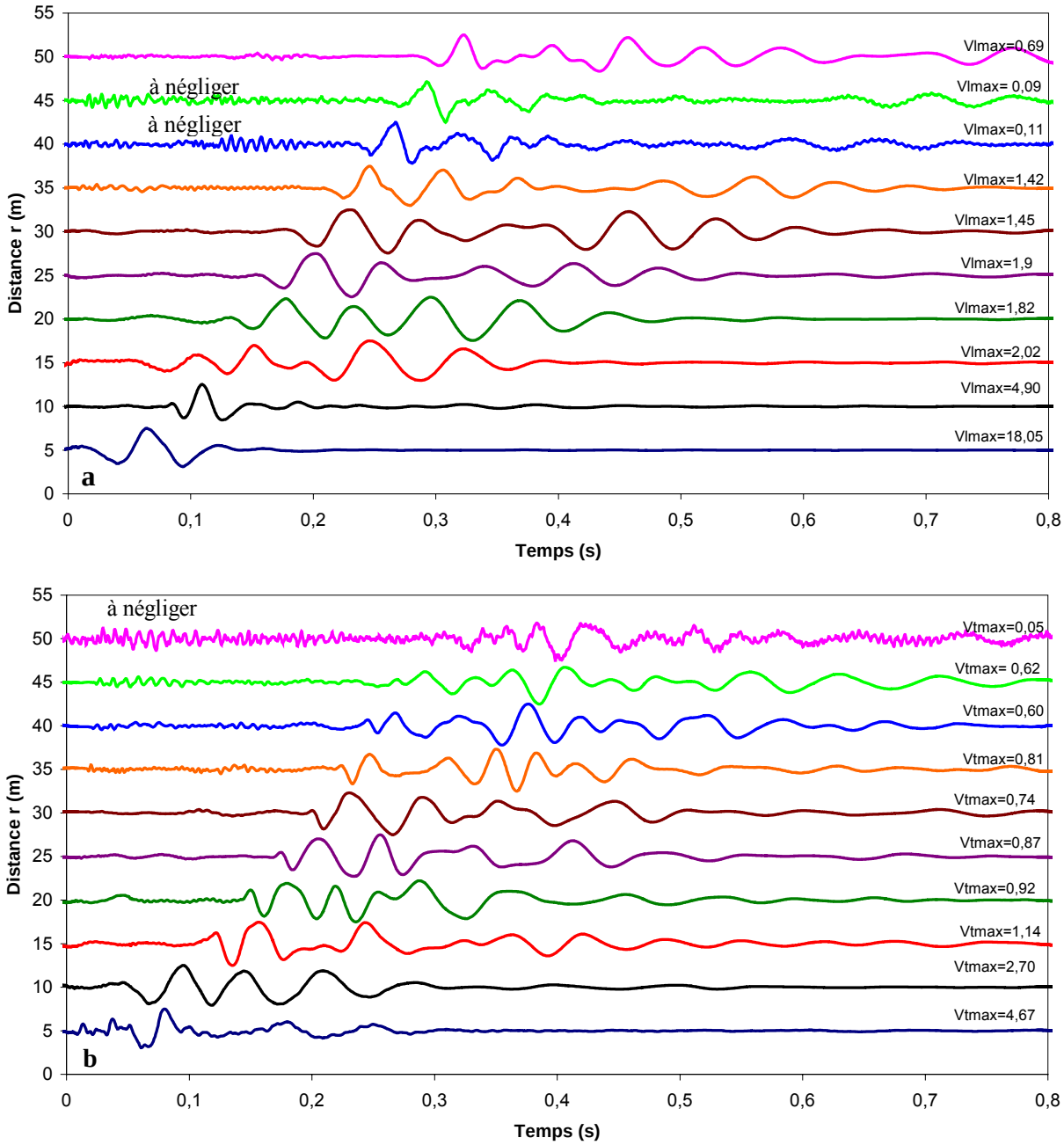



Figure 2.18 : Enregistrements à la surface du sol pour un enfoncement Z = 5m:
a) composante longitudinale $V_L$ b) composante transversale $V_T$

### 2.5.2.2. Analyse critique des résultats de mesure

**Influence de l'enfoncement du pieu**

La figure 2.19 présente, pour sept valeurs d'enfoncement du pieu, les courbes d'atténuation des vibrations longitudinales brutes (Fig. 2.19a) et normalisées par rapport à la racine carrée de l'énergie de battage (Fig. 2.19b). Comme pour la composante verticale, on note que dans la seconde partie des courbes d'atténuation ($r > \lambda_R$) l'amplitude des vibrations longitudinales normalisées varie peu avec l'enfoncement du pieu battu. Par contre, dans la



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

première partie ($r \leq \lambda_R$) l'amplitude des vibrations longitudinales normalisées varie avec l'enfoncement du pieu d'une manière irrégulière.

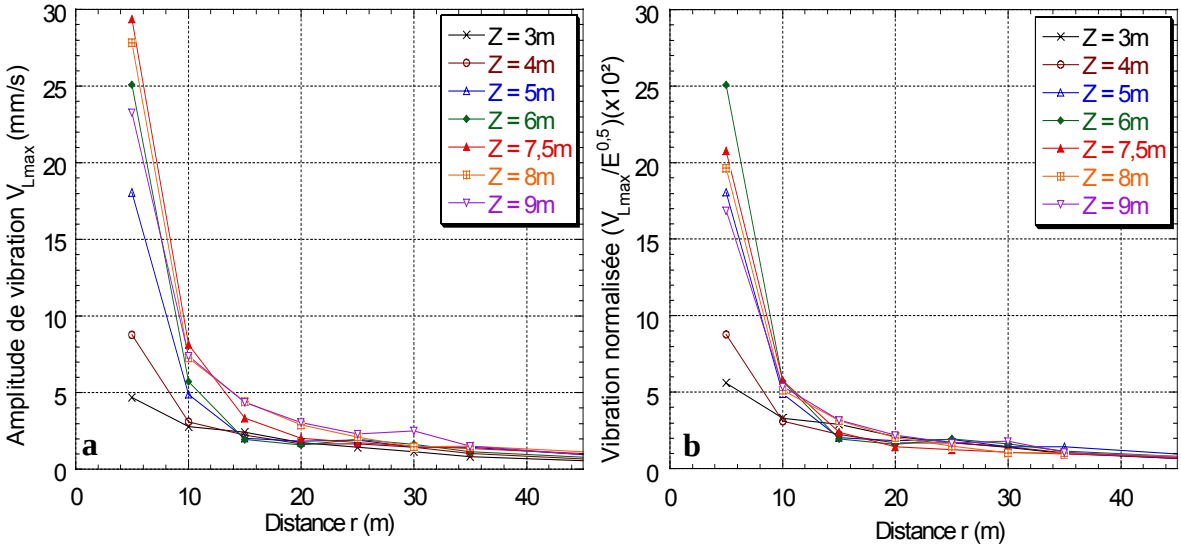



Figure 2.19 : Influence de l'enfoncement du pieu sur l'amplitude des vibrations longitudinales:
a) mesures brutes b) mesures normalisées.

## Étude du contenu fréquentiel

La figure 2.20 présente un exemple des spectres des mesures des deux composantes longitudinale $V_L$ et transversale $V_T$. Elle présente le spectre des vibrations longitudinales (Fig.2.20a) et transversales (Fig. 2.20b) enregistrées à une distance r = 25m du pieu.

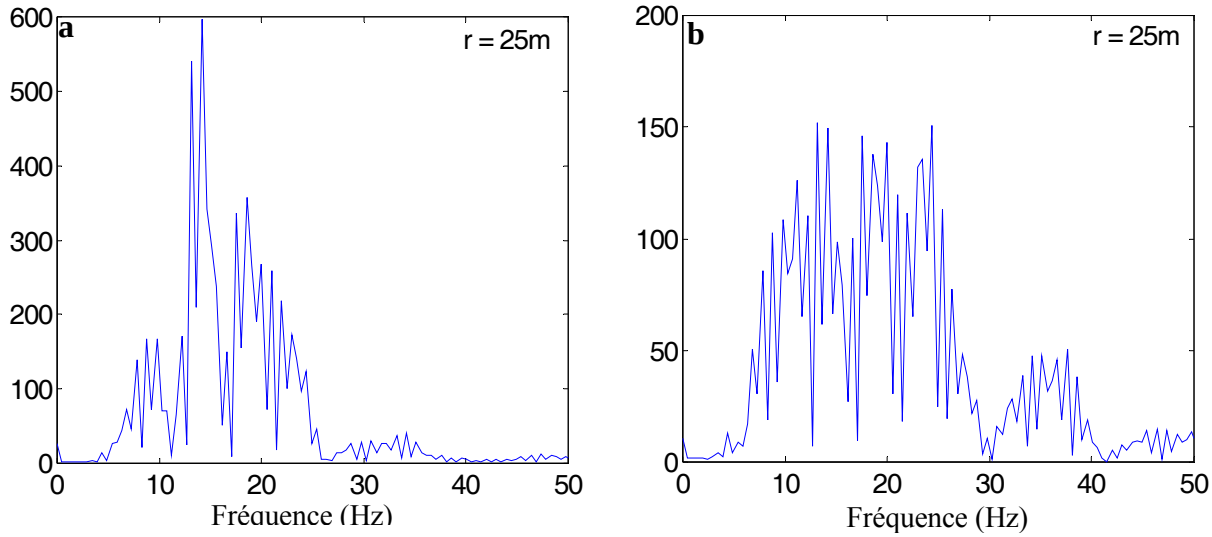



Figure 2.20 : Spectres des mesures des vibrations à distance r = 25m (Z = 5m):
a) composante longitudinale $V_L$ b) composante transversale $V_T$.

On constate que:

- Comme pour la composante verticale, les fréquences dominantes des vibrations longitudinales sont portées sur une bande assez large (8 à 28 Hz) avec plusieurs pics.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

- Pour la composante transversale, le spectre est assez complexe. Il s'étend sur une bande fréquentielle plus large (8 à 60 Hz) mais son amplitude est très inférieure à celle du spectre des vibrations verticale et longitudinale.

## Étude de l'atténuation des vibrations

La figure 2.21 illustre la courbe d'atténuation de l'amplitude des vibrations longitudinales $V_L$ mesurées à la surface du sol. L'allure de cette courbe est identique à celle de la courbe d'atténuation des vibrations verticale $V_V$ présentée dans la figure 2.13.

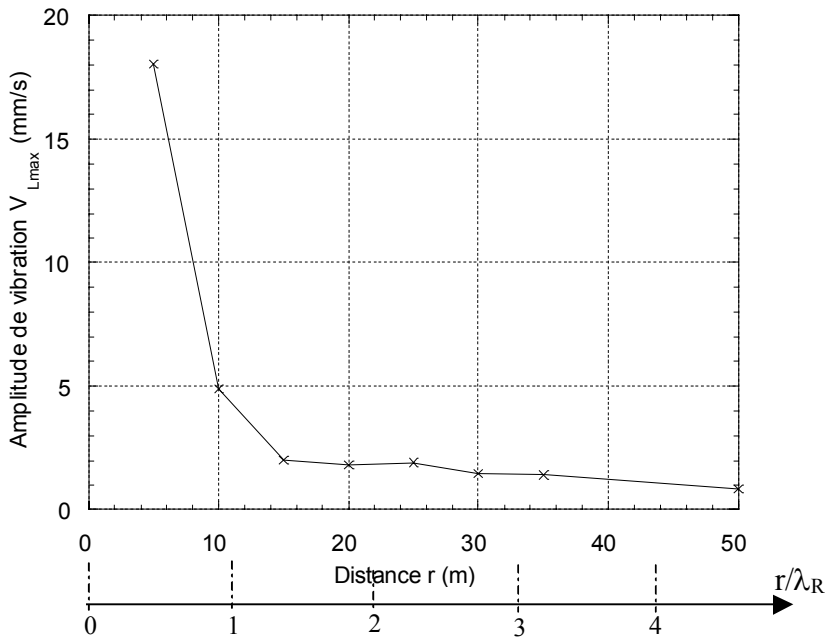



Figure 2.21 : Atténuation des vibrations longitudinales $V_L$ pour un enfoncement Z = 5 m (la longueur de l'onde de surface $\lambda_R \approx 11$m)

### Calibration des formules empiriques d'atténuation

La figure 2.22 montre le résultat de calibration de la relation empirique d'Attewell & Farmer (Eq. 2.2) sur les mesures longitudinales. On note une différence significative entre les amplitudes mesurées et le modèle.

Pour le même enfoncement (Z = 5m), les résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les vibrations longitudinales sont présentés dans la figure 2.23. La figure 2.23a illustre le résultat obtenu selon la première approche ($\alpha = 0$). La figure 2.23b illustre le résultat obtenu selon la seconde approche (n = 0,5 et $r_a$ = 10m). Ces résultats ressemblent à ceux obtenus pour la composante verticale. La première approche donne une valeur du coefficient n de l'ordre de 1,24 avec une bonne précision (valeur du coefficient de détermination R de l'ordre de 0,961). Cette valeur est différente de celle des ondes de surface (n = 0,5). Elle désigne plutôt des ondes de volume. La seconde approche qui consiste à interpréter les mesures en terme des ondes de surface (n = 0,5) donne des résultats imprécis (valeur du R de l'ordre de 0,751).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

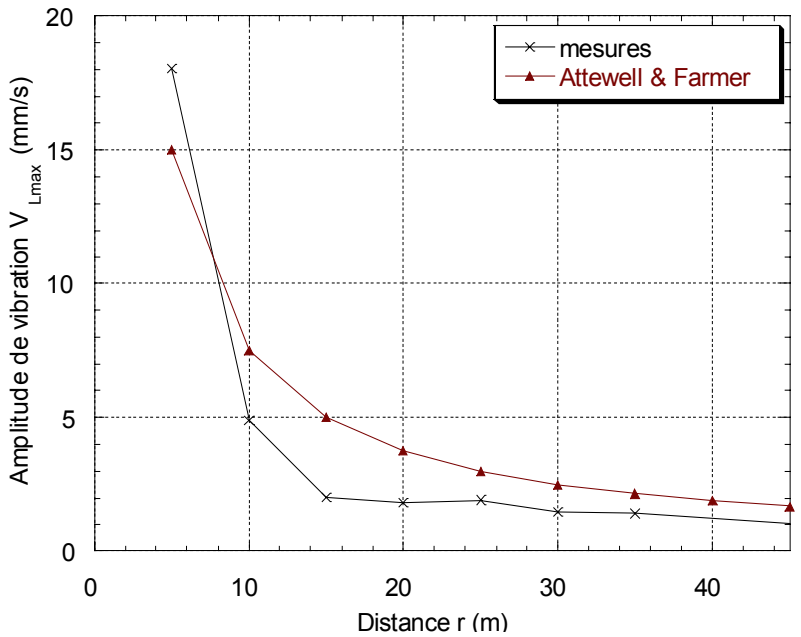



Figure 2.22 : Calibration de la relation d'Attewell & Farmer sur les vibrations longitudinales (enfoncement Z = 5m).

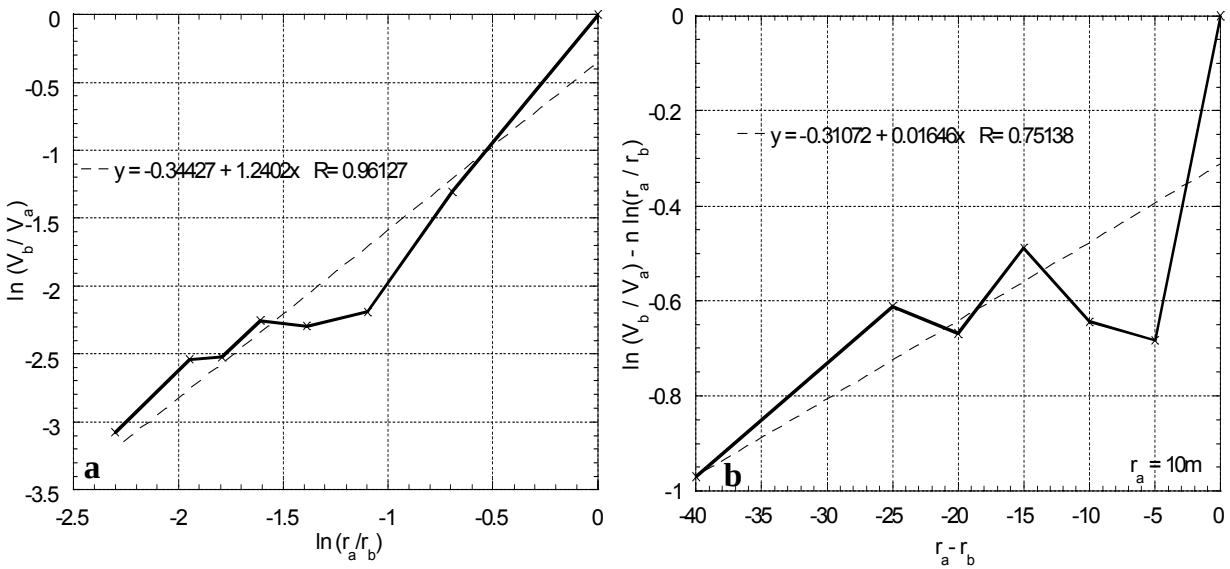



Figure 2.23 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures longitudinales (enfoncement Z=5m): a) 1ère approche: estimation de n pour $\alpha = 0$ b) 2ème approche: estimation de $\alpha$ pour n = 0,5 et $r_a$ = 10m.

La figure 2.24 montre la courbe d'atténuation expérimentale et les trois courbes calculées à partir de la relation de Bornitz avec $\alpha$ = 0,03 et n = 0,5 ; n = 1 et n = 2 respectivement. Comme pour les vibrations verticales, on note une atténuation des vibrations longitudinales proche de n = 2 près du pieu, ce qui indique la présence d'ondes de volume en champ proche. Avec la distance, l'atténuation devient de plus en plus faible. Elle passe de n = 1 ( atténuation des ondes de volume en champ lointain) à n = 0,5 (atténuation des ondes de surface).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

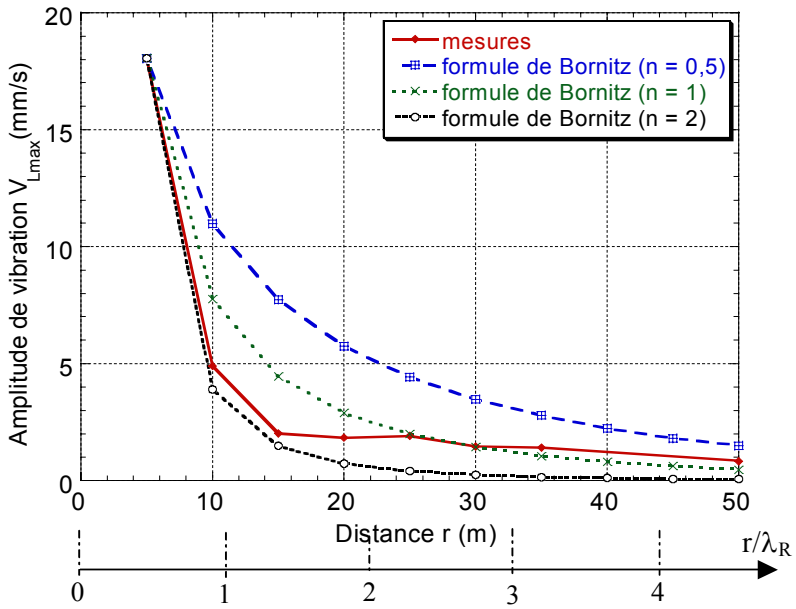



Figure 2.24 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des vibrations longitudinales en faisant varier le coefficient d'amortissement géométrique n ($\alpha$ = 0,03).

### 2.5.3. Analyse globale des mesures des composantes verticale et longitudinale

La figure 2.25 illustre les courbes d'atténuation des trois composantes ($V_V$, $V_L$ et $V_T$) et du résultant $V = \sqrt{V_V^2 + V_L^2 + V_T^2}$ .

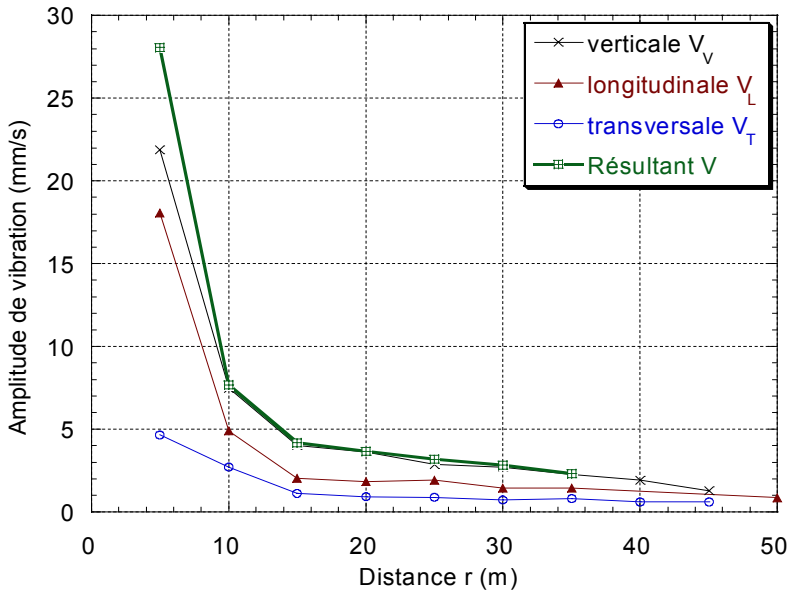



Figure 2.25 : Courbes d'atténuation des trois composantes et du résultant des vibrations mesurées à la surface du sol (enfoncement Z = 5m).

On constate que:

- L'amplitude de la composante transversale est très inférieure à celle des deux autres composantes. Ainsi, la contribution de cette composante dans le résultant est pratiquement négligeable.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

- À partir de distance r = 10m, l'amplitude de la composante verticale de vibration ($V_{Vmax}$) est supérieure à celle de la composante longitudinale ($V_{Lmax}$). Elle contrôle pratiquement l'amplitude et l'atténuation dans la seconde partie de la courbe d'atténuation ($r > \lambda_R \approx 11$m). Ceci explique le fait qu'on se contente dans la littérature par l'étude de l'atténuation des vibrations verticales. Au premier point de mesure (r = 5m), le rapport ($V_{Vmax}/V_{Lmax}$) varie. Il dépend de l'enfoncement Z. À titre d'exemple, il prend une valeur de l'ordre de 3,6 pour Z=3m. Cette valeur décroît à 1,08 pour Z = 8m. Même dans l'essai de battage des palplanches 1 (annexe I), ce rapport devient inférieur à 1 ($V_{Vmax} < V_{Lmax}$) pour Z = 6,5m.

## Calibration des formules empiriques

La figure 2.26 illustre les courbes d'atténuation des trois composantes et du résultant des mesures et la courbe d'atténuation obtenue par la relation d'Attewell & Farmer. On note que cette dernière est valable pour prédire l'amplitude de la composante verticale $V_V$ et du résultant V des vibrations dans la seconde partie des courbes. Par contre, elle surestime l'amplitude des composantes longitudinale $V_L$ et transversale $V_T$.

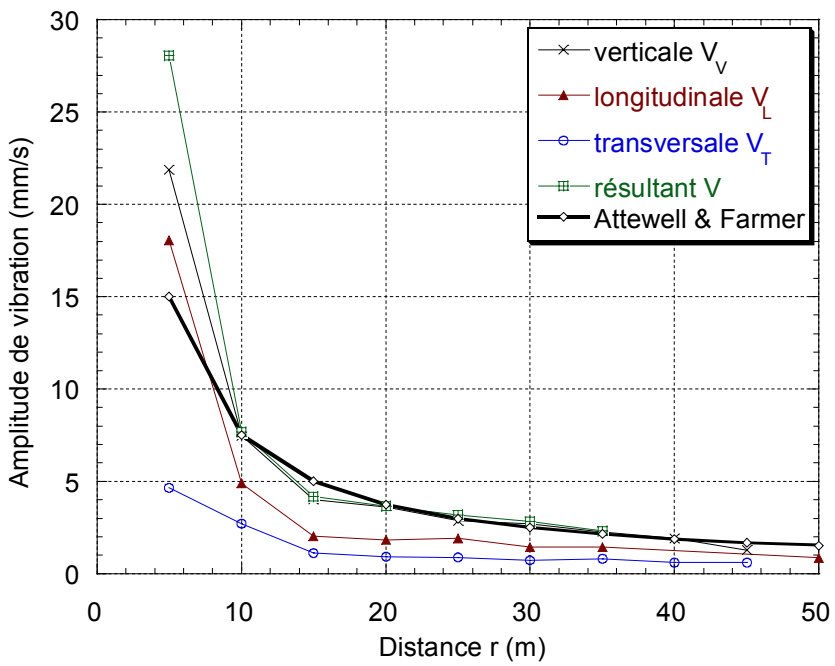



Figure 2.26 : Comparaison entre les atténuations des trois composantes et du résultant et la relation d'Attewell & Farmer (Z = 5m).

Les résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des deux composantes verticale et longitudinale et du résultant sont présentés dans la figure 2.27. Les résultats obtenus selon la première approche (Fig. 2.27a) (valeurs de n et R) sont donnés dans le tableau 2.4. Les résultats obtenus selon la seconde approche (Fig. 2.27b) (valeurs des α et R) sont donnés dans le tableau 2.5. On note que les résultats obtenus pour le résultant sont très proches de ceux pour la composante verticale ce qui confirme la dominance des vibrations verticales.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

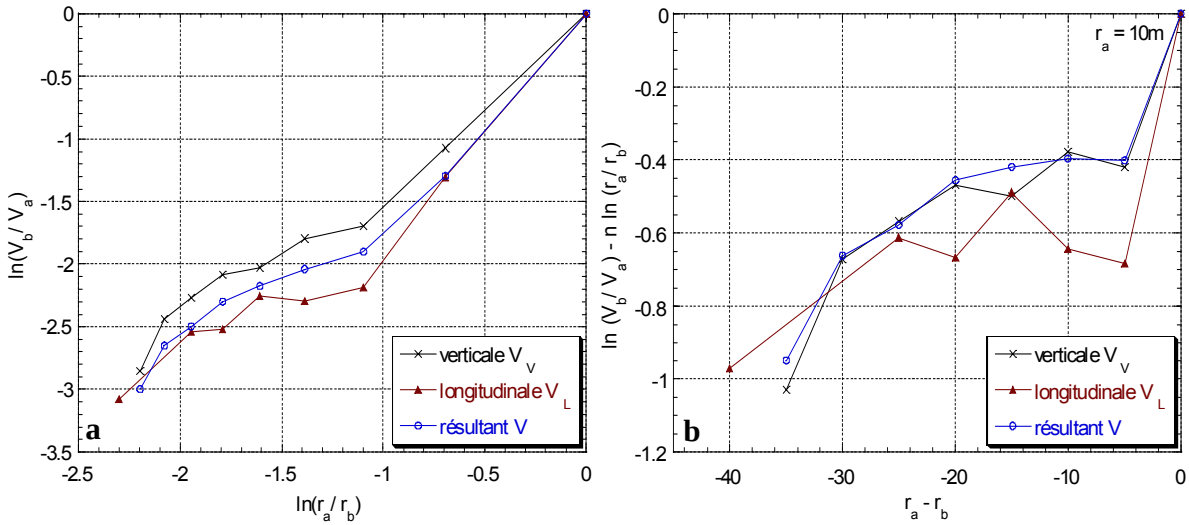



Figure 2.27 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des vibrations (Z = 5m):
a) estimation de n pour $\alpha = 0$ b) estimation de $\alpha$ pour n = 0,5 et $r_a$ = 10m.

| composante verticale $V_V$ | | composante longitudinale $V_L$ | | résultant V | |
|---|---|---|---|---|---|
| n | R | n | R | n | R |
| 1,15 | 0,9831 | 1,24 | 0,9613 | 1,20 | 0,9786 |

Tableau 2.4 : Résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des composantes verticale et longitudinale et le résultant des vibrations ($\alpha = 0$).

| composante verticale $V_V$ | | composante longitudinale $V_L$ | | résultant V | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\alpha$ ($m^{-1}$) | R | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R |
| 0,021 | 0,9074 | 0,016 | 0,7514 | 0,020 | 0,9204 |

Tableau 2.5 : Résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des composantes verticale et longitudinale et le résultant des vibrations (n = 0,5 et $r_a$ = 10m).

### 2.5.4. Conclusion

L'analyse par l'approche conventionnelle met en évidence que les signaux mesurés comprennent plusieurs ondes. C'est pourquoi, l'atténuation des mesures est incompatible avec l'hypothèse de l'existence d'un seul type d'onde (surface ou volume). Il est par conséquence nécessaire de procéder à une interprétation plus affinée de l'atténuation en prenant en compte les différentes ondes induites par le battage. Pour cela, nous avons procédé à une analyse 'avancée' des mesures à l'aide de la méthode Slant Stack.

## 2.6. ANALYSE PAR APPROCHE AVANCÉE – MÉTHODE SLANT STACK

### 2.6.1. Principe de la méthode Slant Stack

Slant Stack (SL), appelée également transformation p-$\tau$, est une méthode utilisée en géophysique dans la technique MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) pour



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

visualiser, identifier et analyser les modes de vibrations (McMechan & Yedlin 1981, Yilmaz 1987, Piwakowski, *et al.*, 2004). Elle donne la courbe caractéristique de dispersion de chaque mode. Les signaux temporels, enregistrés ou simulés, sur les positions $r_1, r_2, \ldots, r_n$ peuvent être considérés comme des signaux bidimensionnels s(t,r). La méthode Slant Stack consiste à introduire un retard linéaire sur ces signaux $\tau = pr$ :

$$x(\tau,r,p) = s(t-pr,r) \qquad \text{(Eq. 2.5)}$$

Où le paramètre p est la lenteur (l'inverse de la vitesse C) :

$$p = 1/C \qquad \text{(Eq. 2.6)}$$

L'équation (2.5) est écrite dans l'intervalle $[p_{min}, p_{max}]$ qui couvre l'ensemble des vitesses possibles. L'addition de l'ensemble des signaux permet d'éliminer r et d'obtenir le *slant stack* SL qui représente le signal d'entrée dans le plan temps-lenteur :

$$SL(\tau, p) = \sum_{i=1}^{n} x(\tau_i, r_i, p) \qquad \text{(Eq. 2.7)}$$

L'application de la transformée de Fourier au SL(τ,p) le transfère dans le domaine (ω,C) :

$$SL(\omega,C)=F[(SL(\tau,p)]_{C=1/p} \qquad \text{(Eq. 2.8)}$$

Finalement, la caractéristique de dispersion $C_{ph}(\omega)$ est obtenue comme:

$$C_{ph}(\omega) = \max_C [SL(\omega,C)] : \text{pour} \quad \omega_1 < \omega < \omega_2 \qquad \text{(Eq. 2.9)}$$

La figure 2.28 illustre un exemple des résultats obtenus par cette méthode (Ould Naffa 2004). La partie (a) de cette figure présente les signaux d'entrée $s_1, s_2, \ldots, s_n$ ; la partie (b) présente le signal SL(C, ω) ; le maximum du SL, tracé en fonction de la fréquence, donne la courbe caractéristique de dispersion présentée sur la partie (d). La couleur dans les courbes SL indique la corrélation mutuelle de tous les signaux analysés ($x_1, x_2, \ldots, x_n$) et, de façon indirecte, dépend du niveau d'ondes que présentent ces signaux,

Nous avons utilisé cette méthode pour déterminer les caractéristiques de dispersion des ondes induites par le battage du pieu 1. Pour cela, les signaux mesurés et simulés (Annexes II et III) dans les deux directions verticale ($V_V$) et longitudinale ($V_L$) sont analysés, d'un côté, pour déterminer et analyser les différentes ondes comprises dans les signaux, et d'autre côté, pour valider la capacité du modèle numérique mis en place à reproduire avec réalisme ces différentes ondes.

Pour éviter de confondre les différentes ondes, nous notons $C_j$ et $V_j$ la vitesse de propagation et l'amplitude des ondes obtenues par l'analyse des mesures de la composante *j* (*j* = V (verticale) ou L (longitudinale)). En plus, lorsqu'on a plusieurs ondes dont les types sont connus, un second indice *i* (*i* = R, S ou P) sera ajouté ($C_{ij}$ et $V_{ij}$). À titre d'exemple, $C_{SV}$ indique la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement observée sur les mesures de la composante verticale des vibrations.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

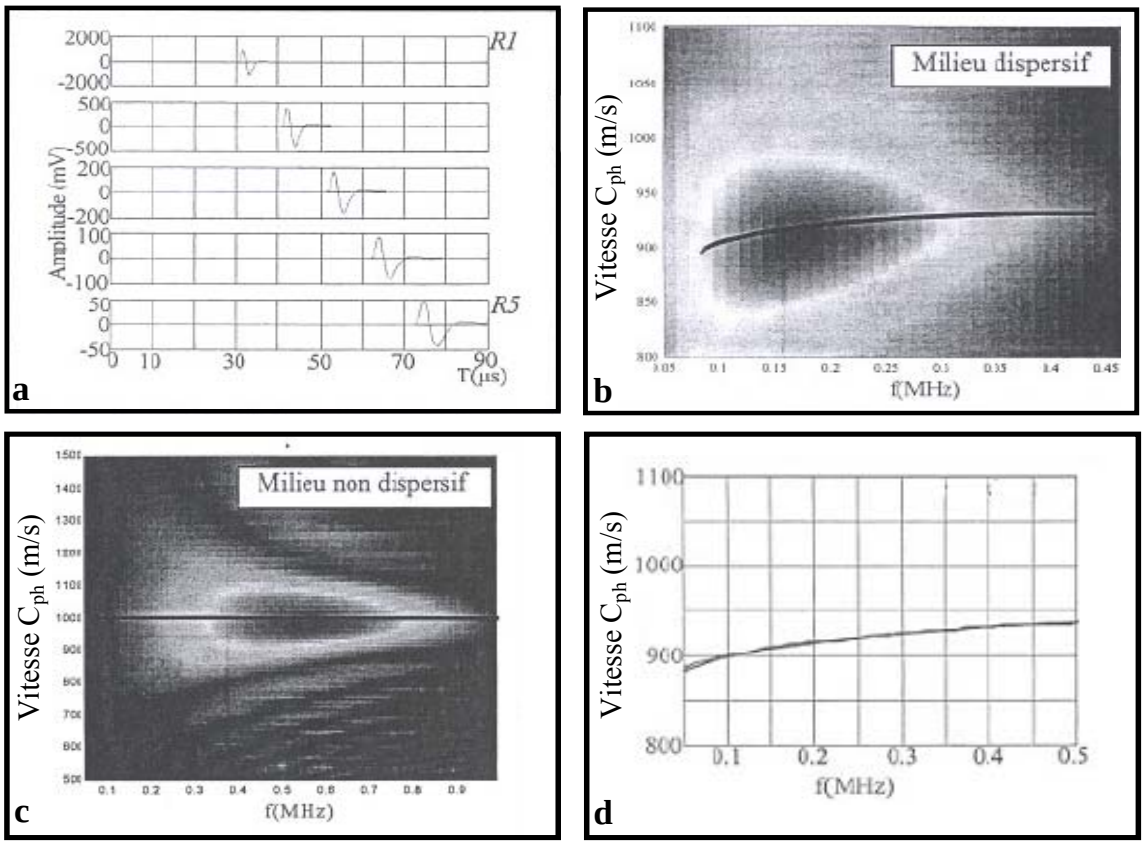



Figure 2.28: Exemple des résultats obtenus par la méthode Slant Stack : **(a)** signaux temporels d'entrée; **(b)** Courbe SL(fréquence f, vitesse de phase $C_{ph}$), la courbe indique la caractéristique de dispersion (cas d'un matériau dispersif); **(c)** le même résultat que (b) pour un matériau non dispersif ($C_{ph}$ = Cst) ; **(d)** Courbe de dispersion ($C_{ph}$-f) présentée sur (b).

## 2.6.2. Analyse des mesures de la composante verticale

Sur le sismogramme des mesures de la composante verticale (Fig. 2.9), on a remarqué que les signaux comprennent d'abord une trace d'onde de plus haute fréquence (onde 1) suivie par une trace d'onde de fréquence plus basse (onde 2). La séparation entre les deux ondes devient de plus en plus évidente avec l'éloignement du pieu.

### 2.6.2.1. Analyse par Slant Stack

Pour mettre le phénomène ci-dessus en évidence, nous avons procédé à une analyse des mesures par la méthode Slant Stack. La figure 2.29 présente les caractéristiques de dispersion obtenues à l'aide de la méthode Slant Stack pour différentes valeurs d'enfoncement du pieu. Dans cette figure, la courbe de dispersion est calculée à partir de la relation 2.9. Dans certaines zones où l'onde change de nature physique (plusieurs modes sont présents), la caractéristique de dispersion est interprétée manuellement par certain nombre de points.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

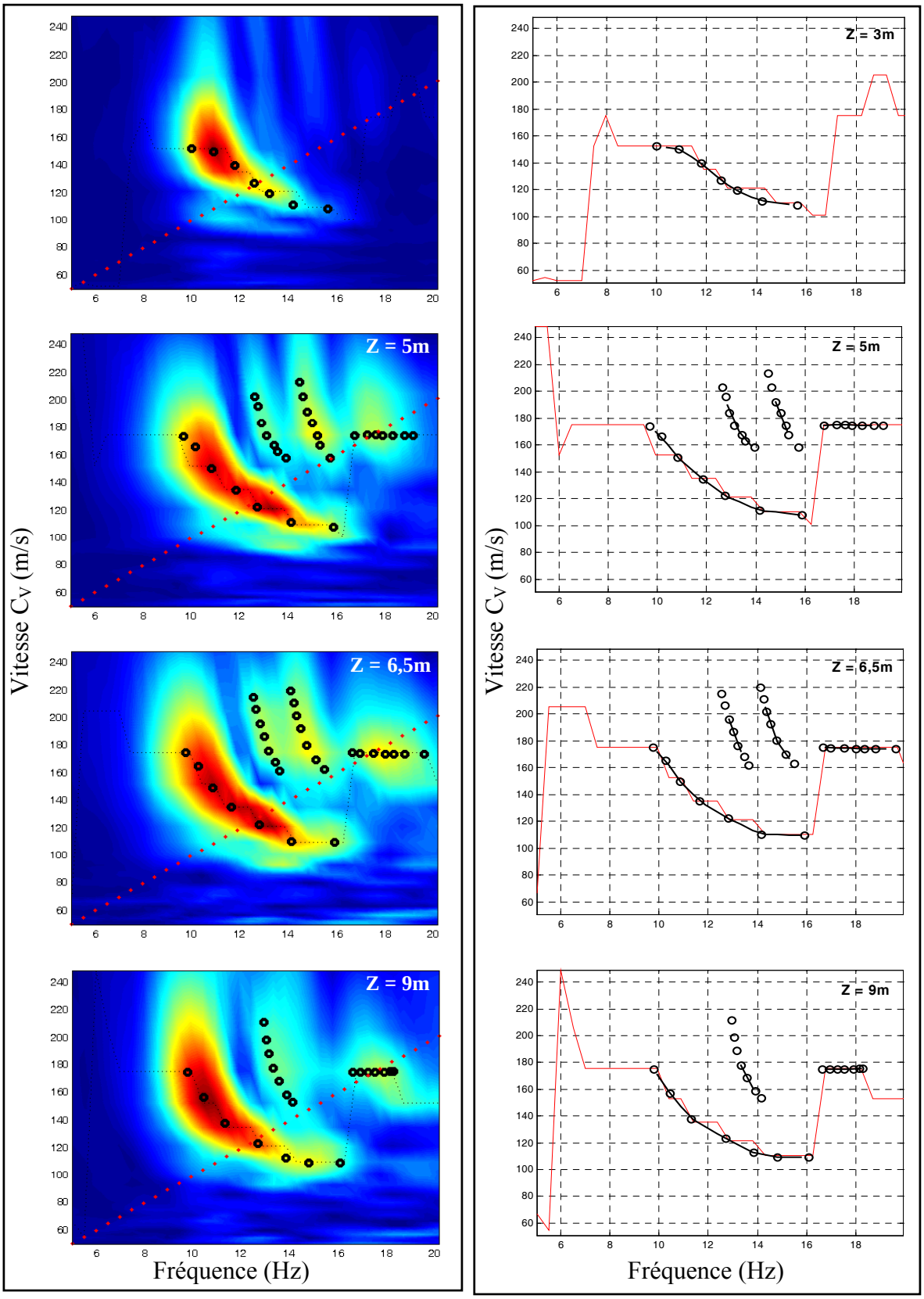



Figure 2.29 : Analyse par la méthode Slant Stack : Caractéristiques de dispersion ($C_V$ – f) des mesures in situ de la composante verticale de vibration.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

En cas de battage à faible profondeur (cas de Z = 3m), on constate l'existence d'un seul mode dispersif puisque la courbe de dispersion présente une différence importante de la vitesse de propagation avec la fréquence (Fig. 2.30a). Ce mode dispersif est, en principe, le premier mode des ondes de surface dans la structure multi-couche. Elle correspond à l'onde 2 sur le sismogramme (voir figure 2.9).

Avec l'augmentation de l'enfoncement du pieu battu (cas de Z = 5m, Z = 6,5 m et Z = 9 m), on constate l'apparition d'un second mode non dispersif qui est interprété comme une onde de cisaillement S observée à la surface (Fig. 2.30b).

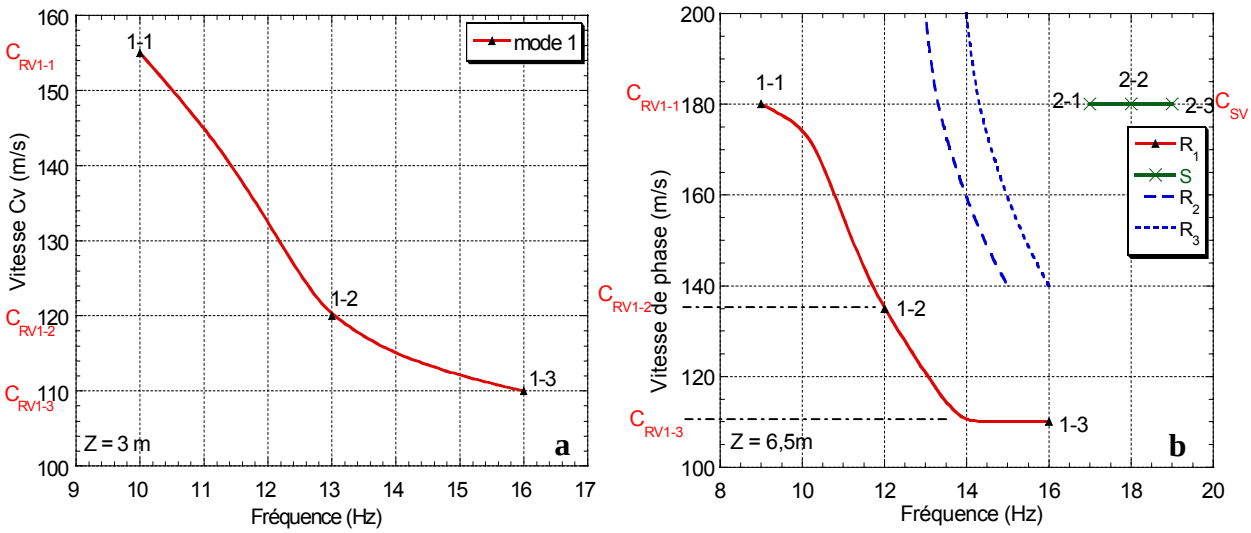



Figure 2.30 : Caractéristiques de dispersion obtenues par l'analyse à l'aide de la méthode SL des mesures à la surface du sol de la composante verticale de vibration en cas de :
a) battage à faible profondeur (Z = 3m) b) battage à plus grande profondeur (Z = 5 à 9m).

En réalité, cette onde S fait partie de l'onde 1 sur le sismogramme (Fig. 2.9) mais le signal semble avoir d'autres ondes. Ceci est confirmé par l'existence des modes dispersifs sur les signaux SL qui sont interprétés comme des modes supérieurs des ondes de surface ($R_2$, $R_3$, etc.). Cette interprétation est basée sur l'étude réalisée par Gucunski & Woods (1992) qui ont défini les courbes de dispersion des modes des ondes de surface dans un milieu multicouche avec gradient de vitesse positif (Fig. 2.31). Leur étude a montré que le premier mode domine largement et que l'énergie des modes supérieurs est très faible ; c'est pourquoi nous avons considéré que c'est l'onde S qui domine dans la première partie des sismogrammes (notée onde 1).

Dans l'analyse des mesures de la composante verticale nous notons «mode 1 ou onde 2» le premier mode des ondes de surface $R_1$ et « mode 2 ou onde 1 » l'onde de cisaillement S.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

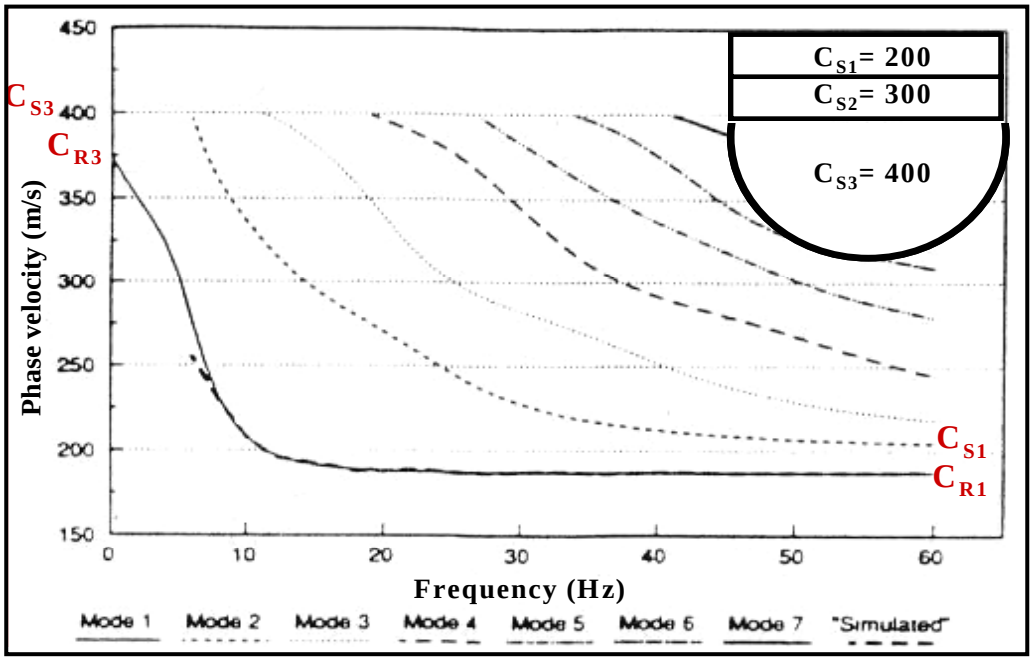



Figure 2.31 : Courbes de dispersion des modes des ondes de surface dans un sol multi-couche à gradient de vitesse positif (Gucunski & Woods 1992).

La courbe de dispersion du mode *i* (*i* = 1 ou 2) peut être caractérisée par trois points: 'point i-1': le point de départ de la courbe de dispersion (fréquence minimale) ; 'point i-2' : le point intermédiaire de la courbe de dispersion (fréquence dominante du mode) et 'point i-3': le point de la fin de la courbe de dispersion (fréquence maximale). Le tableau 2.6 présente, pour différents enfoncements du pieu, les valeurs obtenues par la méthode SL de la fréquence f et la vitesse de propagation $C_V$ aux trois points caractérisant la courbe de dispersion de chacun des deux modes 1 ($R_1$) et 2 (S).

| **Analyse par Slant Stack des mesures in situ de la composante verticale de vibration** | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Enfoncement du pieu Z (m) | Mode 1 (onde 2) | | | | | | Mode 2 (onde 1) | | | | | |
| | Point 1-1 | | Point 1-2 | | Point 1-3 | | Point 2-1 | | Point 2-2 | | Point 2-3 | |
| | f (Hz) | $C_V$ (m/s) | f (Hz) | $C_V$ (m/s) | f (Hz) | $C_V$ (m/s) | f (Hz) | $C_V$ (m/s) | f (Hz) | $C_V$ (m/s) | f (Hz) | $C_V$ (m/s) |
| 2 | 10 | 155 | 13 | 120 | 16 | 110 | | | | | | |
| 2,5 | 10 | 155 | 13 | 120 | 16 | 110 | | | | | | |
| 3 | 10 | 155 | 13 | 120 | 16 | 110 | | | | | | |
| 3,5 | 9 | 160 | 13 | 125 | 16 | 110 | 17 | 180 | 18 | 180 | 19 | 180 |
| 4 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 17 | 180 | 18 | 180 | 19 | 180 |
| 4,5 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 17 | 180 | 18 | 180 | 19 | 180 |
| 5 | 9 | 175 | 12 | 130 | 16 | 110 | 17 | 180 | 18 | 180 | 19 | 180 |
| 5,5 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 17 | 180 | 18 | 180 | 19 | 180 |
| 6 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 17 | 180 | 18 | 180 | 19 | 180 |
| 6,5 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 17 | 180 | 18 | 180 | 19 | 180 |
| 7 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 17 | 180 | 18 | 180 | 19 | 180 |
| 7,5 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 17 | 180 | 18 | 180 | 19 | 180 |
| 8 | 9 | 175 | 12 | 130 | 16 | 110 | 17 | 180 | 18 | 180 | 19 | 180 |
| 8,5 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 17 | 180 | 18 | 180 | 19 | 180 |
| 9 | 9 | 175 | 12 | 130 | 16 | 110 | 17 | 180 | 18 | 180 | 19 | 180 |

Tableau 2.6 : Résultats de l'analyse par la méthode Slant Stack des mesures in situ de la composante verticale de vibration.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

L'analyse par SL des mesures de la composante verticale montre:

1- L'existence, dans tous les cas, d'un premier mode qu'on peut distinguer facilement sur les courbes SL. Il est illustré par une couleur rouge foncée dans la figure 2.29.

2- L'apparition avec l'augmentation de la profondeur (à partir de Z = 3,5 m) d'un deuxième mode dont la corrélation est plus faible que le premier mode parce que le signal de ce mode est présent dans la zone de distances plus courtes. Ce mode est illustré par une couleur jaune dans la figure 2.29.

3- Les deux modes 1 et 2 sont distinguables dans le domaine temporel; le premier mode est dispersif puisque la vitesse varie considérablement avec la fréquence ce qui indique qu'il est, en principe, un mode d'onde de surface dans la structure multi-couche (onde de Pseudo-Rayleigh R). Par contre, le deuxième mode est non-dispersif puisque la vitesse est stable.

4- La forme des courbes de dispersion (vitesse – fréquence) représentant les deux modes est indépendante de la profondeur du pieu battu. La courbe de dispersion du premier mode tend vers une valeur de vitesse constante ($C_{RV1-3}$ = 110 m/s) lorsque la fréquence augmente; par contre, lorsque la fréquence diminue, la valeur de la vitesse augmente et tend vers une valeur $C_{RV1-1} > C_{RV1-3}$ ($C_{RV1-1}$ = 155 m/s pour Z =2–3m, et $C_{RV1-1}$ = 175 pour Z = 4–9m). En ce concerne la courbe de dispersion du second mode, elle montre une vitesse constante ($C_{SV2-i}$ = 180 m/s : i = 1 ; 2 ou 3) (Fig. 2.30b). Ainsi, ce mode est non-dispersif. Il a été interprété comme une onde transversale (onde de cisaillement S) observée à la surface pour les raisons suivantes :

   1- Ce mode est non-dispersif ce qui indique qu'il est une onde de volume et pas une onde de surface.

   2- La vitesse de ce mode (180 m/s) est très proche de celle de l'onde de surface dans la couche profonde ; donc elle est à 10% près égale à la vitesse de propagation des ondes de cisaillement $C_S$ dans la seconde couche.

   3- Cette vitesse (180 m/s) est du même ordre de grandeur que la vitesse de l'onde de cisaillement $C_S$ mesurée sur terrain (Fig. 2.3a).

### 2.6.2.2. Modèle numérique des courbes de dispersion

Pour confirmer l'interprétation physique du problème (valeurs limites des modes et leurs positions), on a comparé les résultats obtenus par Slant Stack avec les calculs basés sur la solution de Haskell qui sont considérés comme la référence en théorie des ondes de surface. Nous présentons dans la figure 2.32 la structure géologique du site de Merville (voir 2.2) avec les caractéristiques du sol et les valeurs de $C_P$, $C_S$ et $C_R$ (vitesses de propagation des ondes de compression P, des ondes de cisaillement S et des ondes de surface R respectivement) dans chaque couche. Ces valeurs sont calculées par les formules de calcul des vitesses de propagation des ondes présentées dans le premier chapitre (voir 1.3.2).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

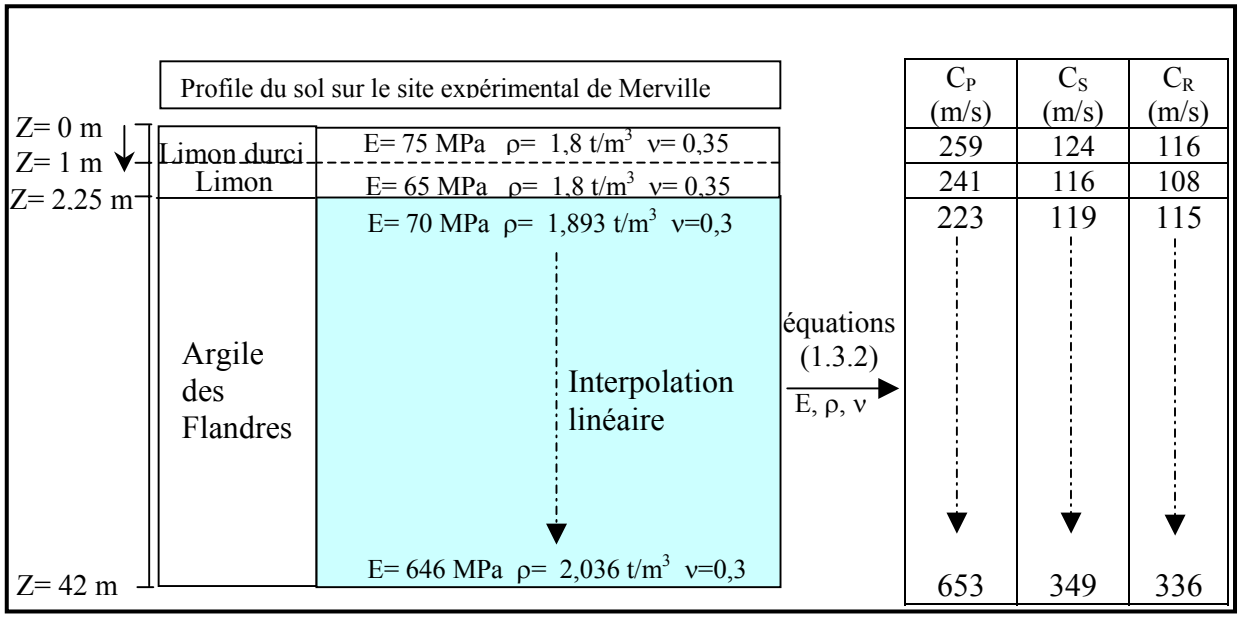



Figure 2.32 : Vitesses de propagations des ondes dans la structure multi-couche du sol de Merville.

Ces données ont été introduites dans un programme écrit en MATLAB qui calcule les courbes de dispersion selon le modèle développé par HASKELL (Haskell 1953). Ce programme a été fourni par Pr. M. KACZMAREK*. Il est conçu pour calculer les courbes de dispersion dans un sol bi-couche. Ainsi, nous avons transformé le sol présenté dans la figure 2.32 en sol bi-couche. La première couche est un sol limoneux de 2,25 m d'épaisseur (Z = 0 à 2,25m). Les caractéristiques de cette couche ($E_1$ = 70 MPa, $\nu_1$ = 0,35, $\rho_1$ = 1,8 t/m$^3$, $C_{P1}$ = 250 m/s, $C_{S1}$=120 m/s et $C_{R1}$ = 112 m/s) sont calculées comme la moyenne des caractéristiques des deux couches partielles (de Z = 0 à 1m et de Z = 1 à 2,25m) illustrées sur la figure 2.32 ci-dessus. La deuxième couche est un sol argileux de 39,75 m d'épaisseur (Z = 2,25 à 42m). Dans le modèle, les caractéristiques de cette couche doivent être constantes avec la profondeur.

Un exemple des résultats obtenus est présenté dans la figure 2.33. Cette figure illustre le modèle bi-couche étudié et les courbes de dispersion des premiers quatre modes obtenues par l'analyse. Elle montre que:

1- Le mode 1 s'accord parfaitement avec le premier mode obtenu par l'analyse des mesures in situ (Fig. 2.30). La vitesse $C_{RV1-3}$ vers laquelle tend la courbe de dispersion du mode lorsque la fréquence augmente correspond à la vitesse de propagation des ondes de surface dans la couche de surface ($C_{R1}$ = 112 m/s); et la vitesse $C_{RV1-1}$ vers laquelle tend la courbe de dispersion lorsque la fréquence diminue correspond à la vitesse de propagation des ondes de surface dans la couche profonde ($C_{R2}$ = 221 m/s) (Fig. 2.34a).

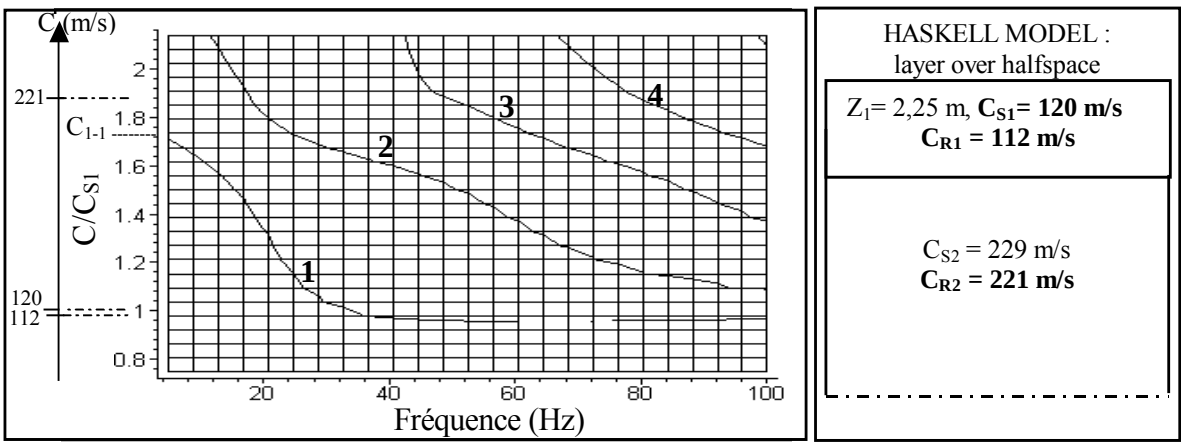
   Cette conclusion a été confirmée en faisant la simulation pour une deuxième configuration du sol constituée également à partir de la figure 2.32 en considérant, comme caractéristiques de la couche profonde, les caractéristique calculées près de la surface de cette couche ($E_2$ = 80 MPa, $\rho_2$ = 1,896 t/m$^3$, $C_{R2}$ = 118 m/s). La courbe de dispersion du premier mode dans ce cas est illustrée dans la figure 2.34b. Elle tend vers la vitesse de

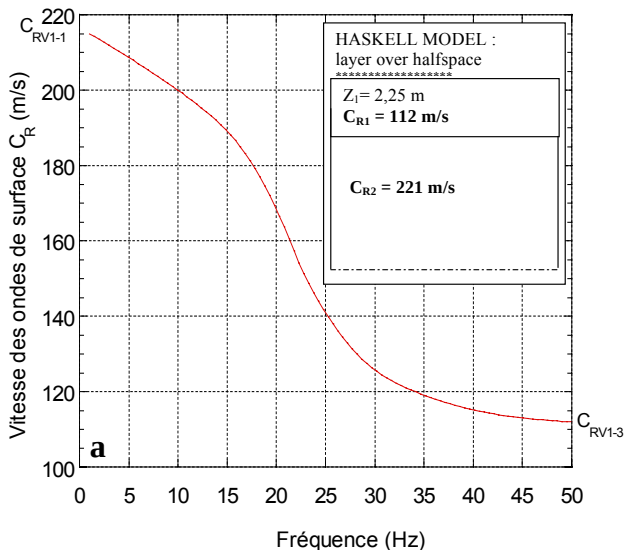
* Mariusz KACZMAREK : Assistant Professor - Institute of Computing Science – Poznan University of Technology – Piotrowo 3A – 60965 Poznan, Poland - @: mkk@rose.man.poznan.pl

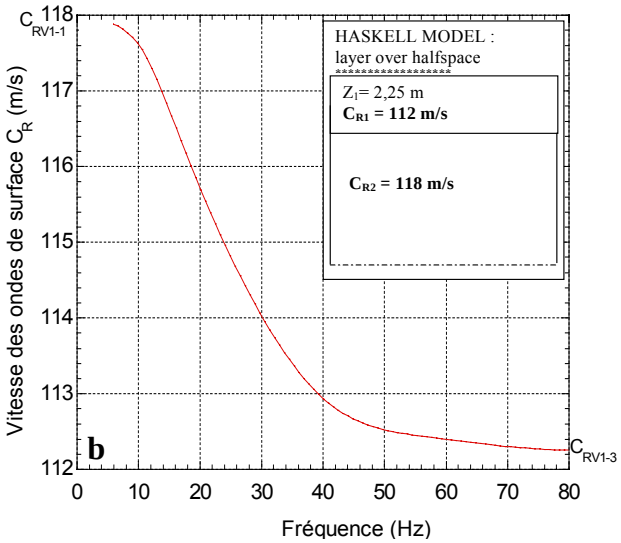


© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

propagation des ondes de surface dans la couche de surface ($C_{R1}$ = 112 m/s) lorsque la fréquence augmente. Par contre, lorsque la fréquence diminue, elle tend vers la vitesse de propagation des ondes de surface dans la couche profonde ($C_{R2}$ = 118 m/s).






© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

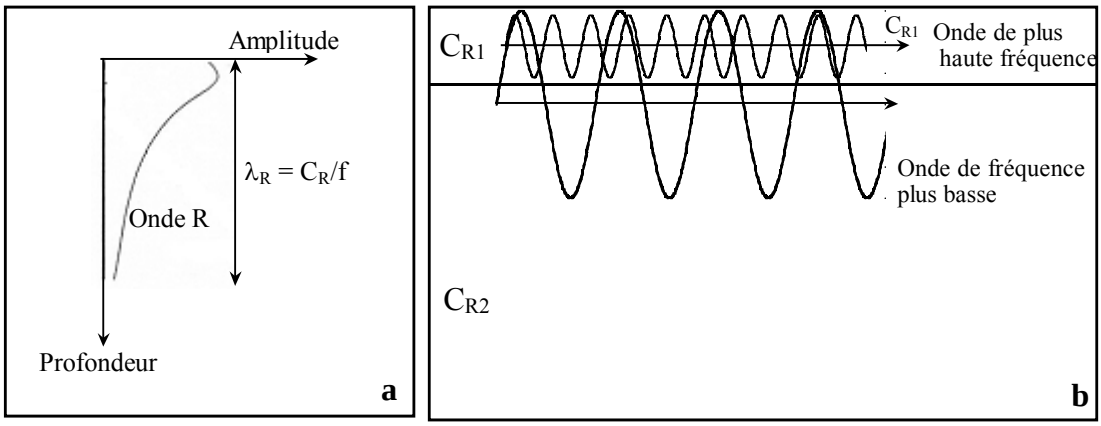



Figure 2.35 : Propagation des ondes de surface de Rayleigh R : a) Relation entre l'amplitude de l'onde R et la profondeur b) Illustration symbolique de propagation d'onde en fonction de sa fréquence.

2- À partir de l'interprétation des résultats numériques ci-dessus et en analysant les mesures SASW de la vitesse de l'onde transversale $C_S$ effectuées sur terrain (Fig. 2.36), nous pouvons apercevoir que la longueur d'onde correspondant au point 1-2 du mode 1 est proche de la profondeur associée à la vitesse $C_{RV1-1}$ qui est proche de la vitesse des ondes de surface correspondante à cette profondeur. Nous pouvons donc écrire que :

$$C_{RV1-1} \approx C_R\,(d = \lambda_{R1-2}) \qquad \text{(Eq. 2.10)}$$

Où $\lambda_{R1-2} = C_{RV1-2}/f_{1-2}$

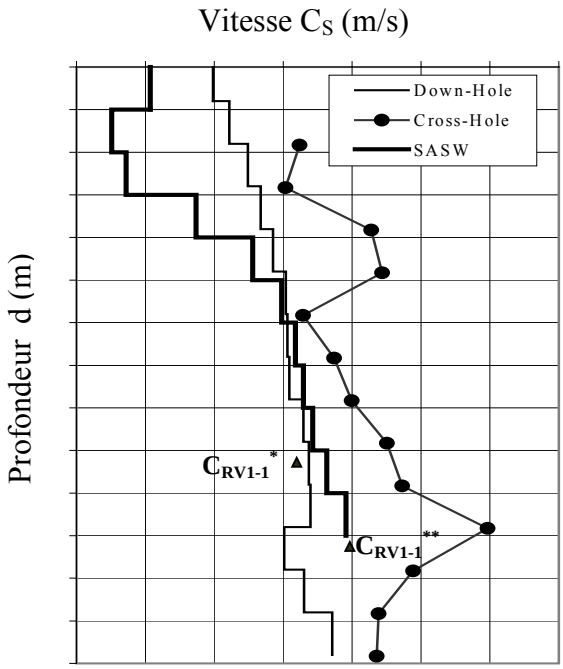



Figure 2.36 : Mesures in situ de la variation avec la profondeur de la vitesse de propagation des ondes transversales S (site expérimental de Merville) (Borel *et al.*, 2003b).

À titre d'exemple, $\lambda_{R1-2}$ est de l'ordre de 120/13 = 9,23 m pour un enfoncement Z = 2-3m (Fig. 2.30a) et de l'ordre de 135/12 = 11,25 m pour l'enfoncement Z = 4-9 m (Fig. 2.30b). À partir de la relation entre les vitesses $C_R$ et $C_S$ ($C_R \approx 0{,}963\ C_S$) (voir 1.3.2), les valeurs réelles de $C_{R2}$ peuvent être calculées à partir des valeurs de $C_S$ mesurées in situ



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

(Fig. 2.36). On constate un très bon accord entre les valeurs de $C_{RV1-1}$ observées sur les courbes de dispersion ($C_{RV1-1}^{*}$ = 155 m/s et $C_{RV1-1}^{**}$ = 175 m/s) et les valeurs réelles de $C_{R2}$ dans la couche profonde à une profondeur égale à la longueur d'onde ($C_{R2} \approx 155$ et 170 m/s pour d = 9,23m et d = 11,25m respectivement). Ce raisonnement est illustré par la présentation des deux valeurs $C_{RV1-1}^{*}$ et $C_{RV1-1}^{**}$ sur la figure 2.36.

3- En ce concerne l'onde 1 notée sur les sismogrammes des mesures (Fig. 2.9), cette onde est composée de plusieurs ondes dont on peut distinguer des modes supérieurs des ondes de Pseudo-Rayleigh et une onde qui n'apparaît pas par la solution de Haskell. Elle est une onde S générée par la pointe du pieu (la solution de Haskell cherche uniquement des ondes de Pseudo-Rayleigh et ne cherche pas des ondes de volume). Ainsi, la vitesse de propagation de cette onde mesurée à la surface du sol ($C_{SV}$) représente la vitesse apparente qui est liée à la vitesse réelle ($C_S$) par la relation suivante (Vermeer 1990) :

$$C_{SV} = C_S / \sin(\theta) \qquad \text{(Eq. 2.11)}$$

Où θ est l'angle d'incidence de l'onde S (Fig. 2.37).

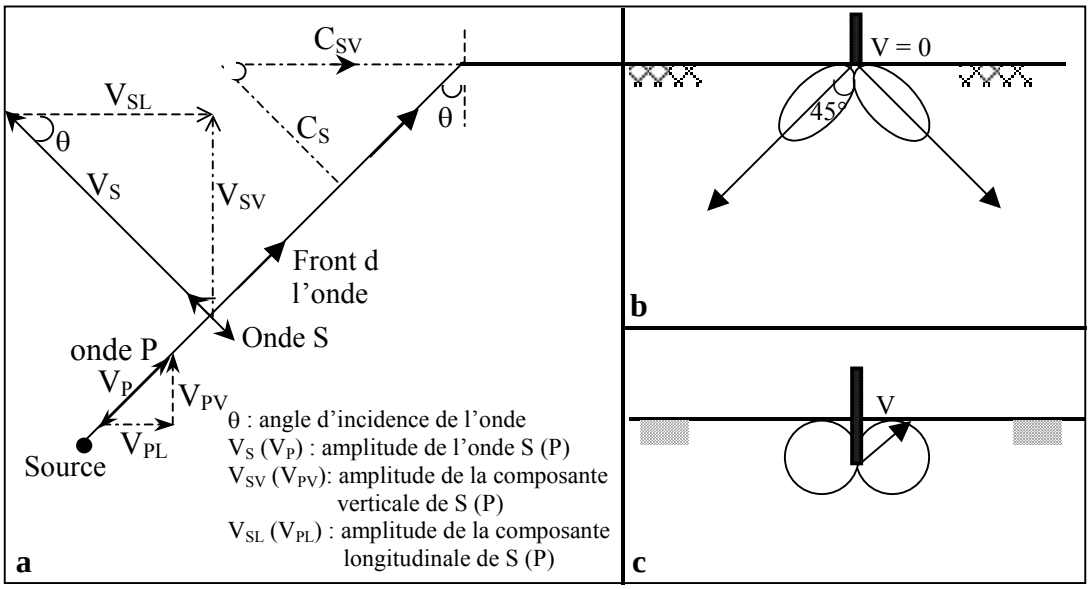



Figure 2.37 : a) Schéma de la relation entre l'amplitude et la vitesse des ondes P et S et l'amplitude et la vitesse de leurs composantes verticale et longitudinale mesurées à la surface.
b,c) Diagrammes de directivité de rayonnement de la source des ondes de cisaillement S.

Comme il est illustré sur la partie (b) de la figure 2.37, la source de l'onde de cisaillement a une nature dipolaire (Aki & Richards 1980). Elle s'ensuit la caractéristique de directivité d'un dipôle. Pour cette raison, la contribution des ondes S est nulle si le pieu est en surface (Fig. 3.37b) et elle apparaît lorsque le pieu est enfoncé (Fig. 3.37c). Conformément à l'interprétation, cette onde n'est pas dispersive ce qui est visible clairement sur le graphe de la figure 2.29 (caractéristique horizontale).

4- Étant donné que l'onde de volume S n'est pas dispersive ($C_S$ est indépendante de la fréquence) et que $C_R \approx 0{,}95\ C_S$ (Eq. 1.3), il faudra espérer que:

$$C_{R2} \approx 0{,}95\ C_{S2} \qquad \text{(pour } \theta \text{ grand )} \qquad \text{(Eq. 2.12)}$$



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Cette relation est confirmée par les résultats d'analyse présentés dans la figure 2.29 où la vitesse du mode 2 s'accord toujours avec la vitesse du mode 1 ou point 1-1 ($C_{R2}$).

Les conclusions citées ci-dessus concernant les vitesses des deux modes sont illustrées dans la figure 2.38 qui présente la variation de la vitesse $C_V$ en fonction de l'enfoncement du pieu pour chacun des six points caractérisant les deux modes de vibration.

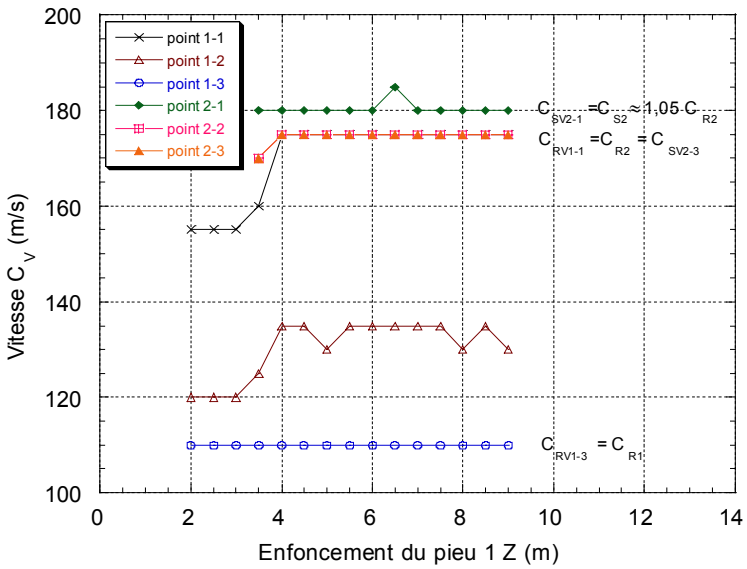



Figure 2.38 : Courbes de variation en fonction de l'enfoncement du pieu battu de la vitesse de propagation $C_V$ aux points caractérisant les courbes de dispersion des modes obtenues par Slant Stack (valeurs déterminées à partir du tableau 2.6).

La figure (2.31) montre clairement que les limites des ondes de Pseudo-Rayleigh sont toujours valable pour chaque structure avec gradient de vitesse positif (le cas typique dans la plupart de cas en pratique). Pour cela l'interprétation qui a été faite pour un sol bi-couche peut être généralisée pour n'importe quelle structure multicouche avec une vitesse croissante avec la profondeur

Les conclusions obtenues à partir de l'analyse des mesures expérimentales sont confirmées par analyse semblable des simulations numériques de la composante verticale de vibration obtenues à l'aide d'une modélisation par éléments finis de l'essai de battage du pieu 1 à Merville (Annexe II).

### 2.6.2.3. Analyse de l'atténuation de la composante verticale de vibration

Dans ce paragraphe, nous présentons une analyse des deux ondes observées sur les mesures in situ de la composante verticale de vibration. Pour cela, nous avons procédé à une séparation des deux ondes notées sur le sismogramme des signaux temporels. Ainsi, sur chaque signal, nous avons calculé l'amplitude des vibrations (valeur absolue de zéro-à-pic) de chacune des deux ondes ainsi que l'amplitude du signal total (la valeur maximale obtenue sans tenir compte de l'onde correspondante). La figure 2.39 présente un exemple de la procédure de séparation des ondes observées sur le sismogramme des mesures lorsque le pieu est battu à Z = 5m de profondeur.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Les trois courbes d'atténuation établies à partir du signal total, de la première partie du signal (onde 1 ou mode 2) et de la seconde partie du signal (onde 2 ou mode 1) sont illustrées dans la figure 2.40 pour deux valeurs d'enfoncement du pieu 1: Z = 3m (Fig. 2.40a) et Z = 5m (Fig. 2.40b). Cette figure confirme la conclusion citée auparavant : à faible profondeur (cas de Z = 3m), l'onde générée est principalement une onde de surface qui se propage dans la couche superficielle (l'amplitude du signal total correspond à celle de l'onde 2); par contre, à profondeur plus grande (cas de Z = 5m), les ondes induites par le battage correspondent plutôt aux ondes de volume et pas aux ondes de surface seulement (l'amplitude du signal total correspond à celle de l'onde 1 surtout près du pieu).

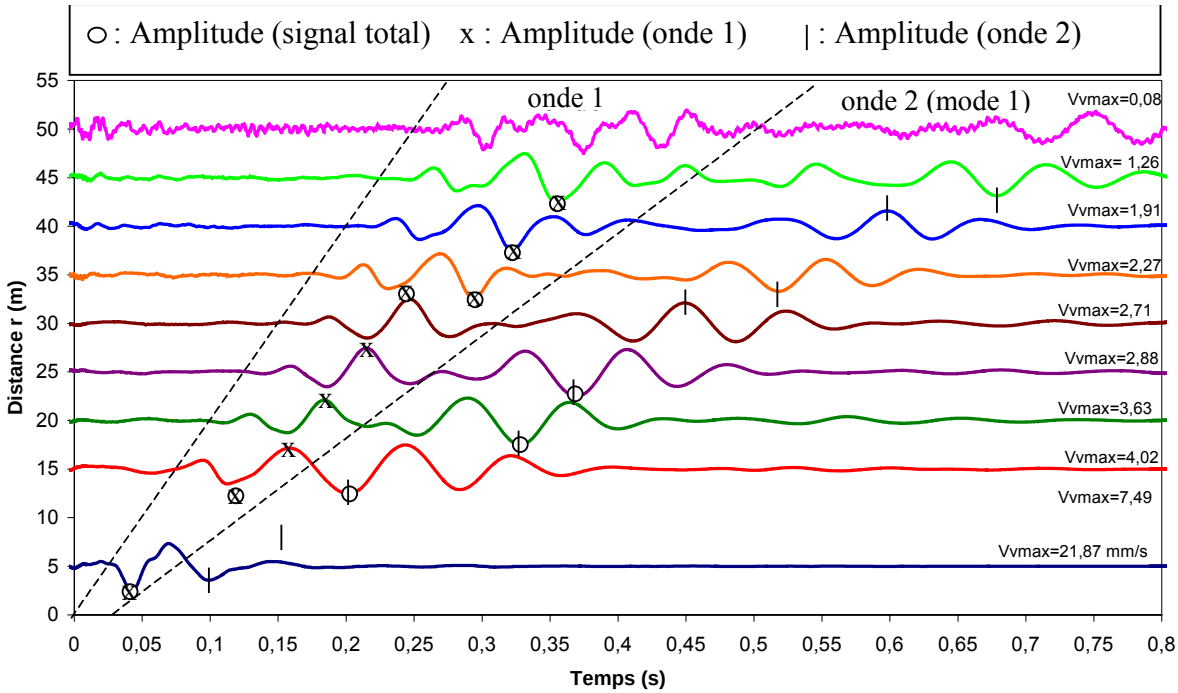



Figure 2.39 : Séparation des ondes observées sur le sismogramme des vibrations verticales $V_V$ mesurées à la surface du sol (enfoncement Z = 5m).

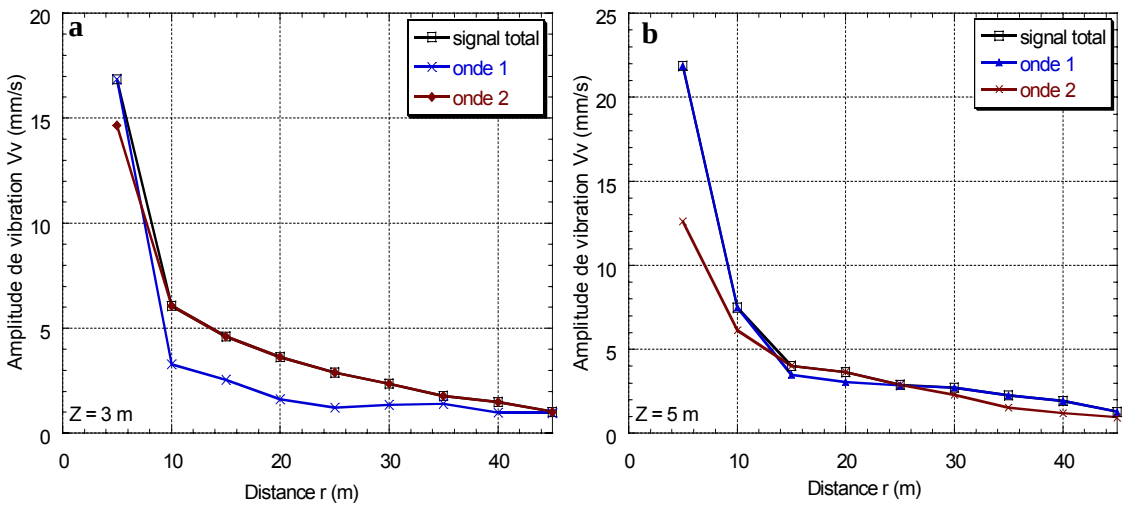



Figure 2.40 : Courbes d'atténuation de l'amplitude dans le signal total et dans chacune des deux ondes observées sur les enregistrements à la surface du sol de la composante verticale des vibrations :
a) enfoncement Z = 3 m b) enfoncement Z = 5 m



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Pour évaluer le type de chacune des deux ondes et le type et la position de la source de vibration correspondante, on a procédé à une analyse basée sur l'adaptation de la courbe d'atténuation expérimentale de chaque onde à la courbe obtenue par la relation d'atténuation de Bornitz (Eq. 2.3) pour déterminer la valeur du coefficient d'amortissement géométrique n qui nous permet d'estimer le type et la position de la source de vibration et le type de l'onde correspondante (Eqs. 1.8 et tableau 1.4). Pour cela, nous présentons, sur la même figure, la courbe d'atténuation expérimentale de l'onde concernée et les trois courbes empiriques obtenues par l'application de la relation de Bornitz pour trois valeurs du coefficient d'amortissement géométrique n (n = 0,5 ; n = 1 et n = 2) qui désignent : onde de surface de Rayleigh, onde de volume en champ lointain et onde de volume en champ proche, respectivement.

Pour chaque onde, la valeur du coefficient d'amortissement matériel $\alpha$ est estimée à partir du tableau 1.5 qui donne la valeur de $\alpha$ en fonction du type de sol (selon le tableau 2.1: sol à bonne portance $5 < N_{SPT} < 15$) et de la fréquence de vibration (selon la figure 2.30b: f = 18Hz pour l'onde 1 et f = 12Hz pour l'onde 2) ce qui donne une valeur de $\alpha$ de l'ordre de 0,032 $m^{-1}$ pour l'onde 1 et de l'ordre de 0,024 $m^{-1}$ pour l'onde 2). Pour illustrer l'influence de l'amortissement matériel, nous présentons également les trois courbes empiriques calculées pour amortissement matériel nul ($\alpha = 0$). Pour l'onde 1, les résultats sont présentés dans les figures 2.41a (pour $\alpha = 0$) et 2.41b (pour $\alpha = 0{,}032\ m^{-1}$). Pour l'onde 2, les résultats sont présentés dans les figures 2.42a (pour $\alpha = 0$) et 2.42b (pour $\alpha = 0{,}024\ m^{-1}$).

L'amplitude de référence ($V_a$) utilisée dans la formule empirique est considérée comme l'amplitude mesurée au premier point de mesure ($r_a$ = 5m ) pour l'onde 1 ; par contre, comme l'onde de surface ne se forme complètement qu'à partir de certaine distance de la source (≈longueur d'onde de surface $\lambda_R$) (Gucunski & Woods 1992), l'amplitude de référence est considérée comme l'amplitude mesurée au second point de mesure ($r_a$ = 10m) pour l'onde 2 (supposée être onde de surface selon l'analyse précédente).

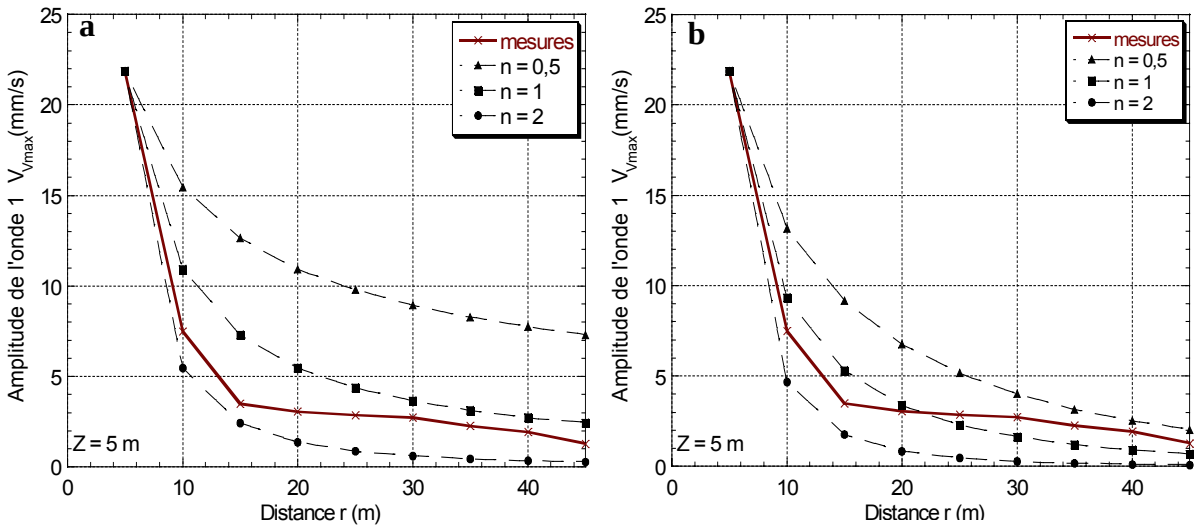



Figure 2.41 : Calibration de la relation de Bornitz sur la courbe expérimentale d'atténuation de l'onde 1 en faisant varier le coefficient d'amortissement géométrique n: a) $\alpha = 0$ b) $\alpha = 0{,}032\ m^{-1}$.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

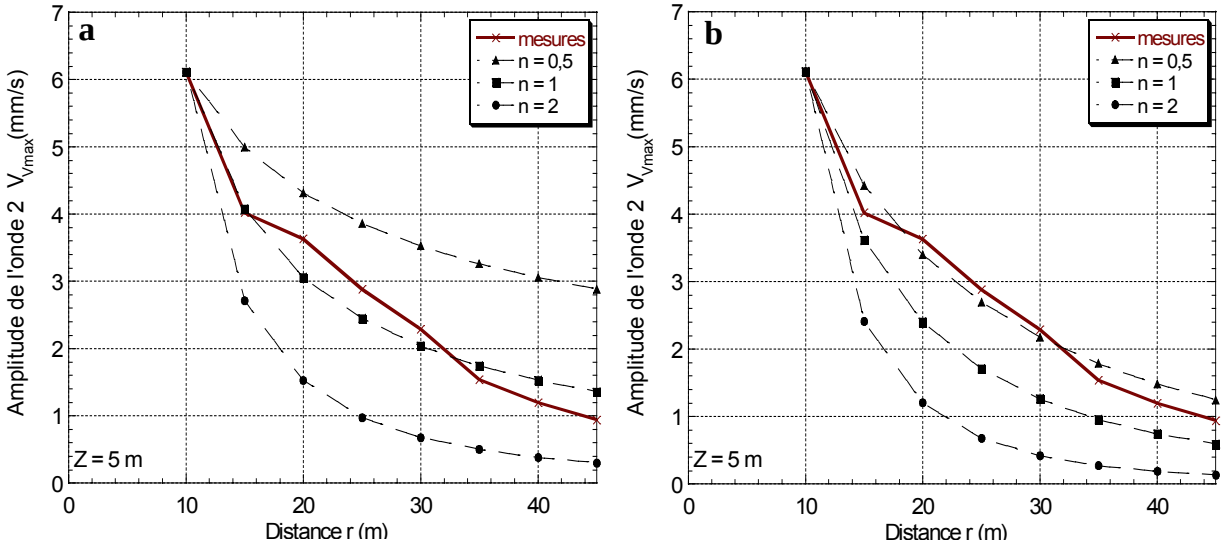



Figure 2.42: Calibration de la relation de Bornitz sur la courbe expérimentale d'atténuation de l'onde 2 en faisant varier le coefficient d'amortissement géométrique n: a) $\alpha = 0$ b) $\alpha = 0{,}024\ m^{-1}$.

Les résultats illustrés dans les figures 2.41 et 2.42 peuvent être représentés sous forme logarithmique. Les résultats obtenus pour l'onde 1 et l'onde 2 sont illustrés dans les figures 2.43 et 2.44 respectivement.

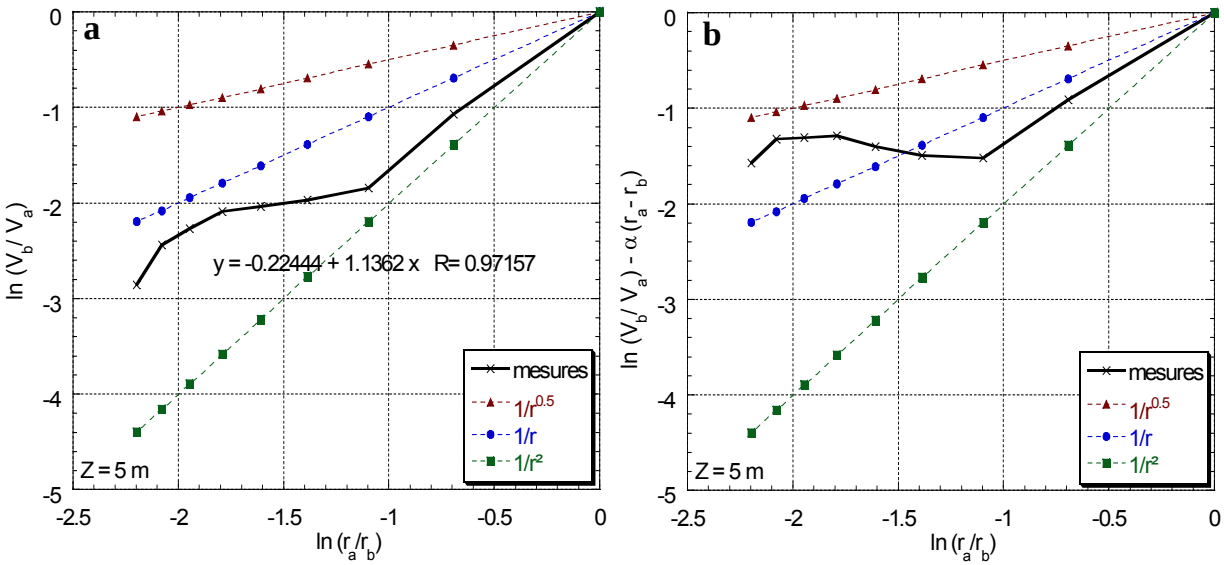



Figure 2.43 : Représentation logarithmique basée sur la relation de Bornitz de la courbe d'atténuation de l'onde 1 présentée dans la figure 2.41 (enfoncement Z = 5m): a) $\alpha = 0$ b) $\alpha = 0{,}032\ m^{-1}$.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

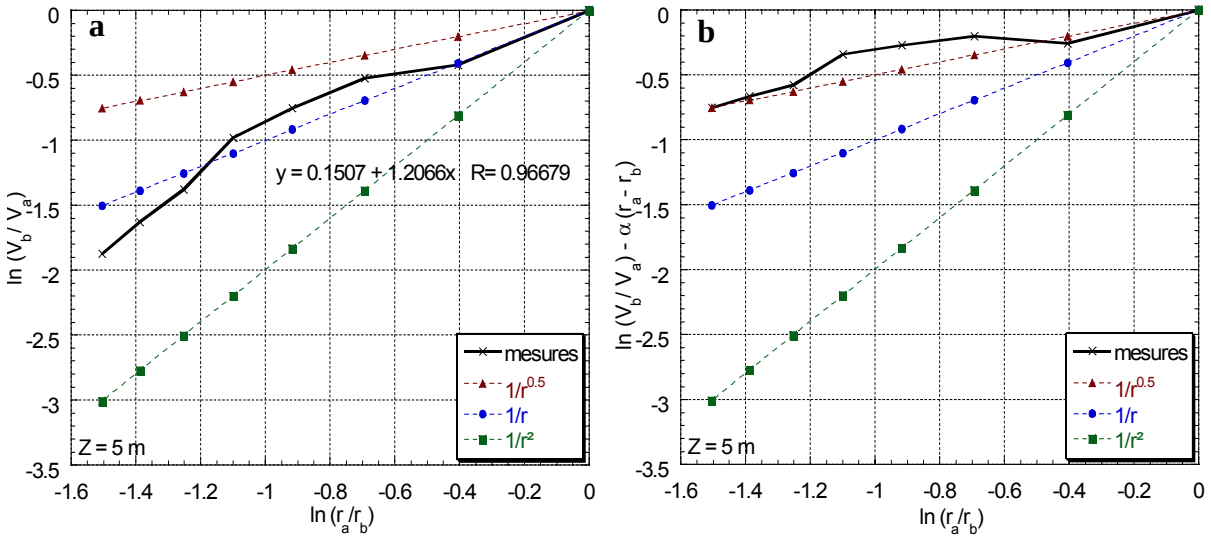



Figure 2.44 : Représentation logarithmique basée sur la relation de Bornitz de la courbe d'atténuation de l'onde 2 présentée dans la figure 2.42: a) $\alpha = 0$ b) $\alpha = 0{,}024\ m^{-1}$.

Ces figures montrent que :

- L'amortissement matériel influence l'interprétation des résultats puisqu'il joue sur les trois courbes d'atténuation empiriques (n = 0,5 ; 1 et 2) utilisées pour estimer le type et la source de l'onde analysée. À titre d'exemple, l'onde 2 est interprétée comme onde de volume (n = 1) lors que l'amortissement matériel est négligé (Figs. 2.42a et 2.44a) et comme onde de surface (n = 0,5) lors qu'il est pris en compte (Figs. 2.42b et 2.44b). La seconde interprétation, onde de surface, s'accord avec les résultats obtenus auparavant.

- La courbe d'atténuation de l'onde 1 (Fig. 2.41b) montre une diminution rapide de l'amplitude de l'onde près de la source ($r \leq \lambda_S$). Cette diminution est proportionnelle à $1/r^2$ ce qui indique, selon les équations 1.8, une atténuation d'onde de volume en champ proche (n = 2). Avec l'augmentation de la distance ($r > \lambda_S$), la diminution de l'amplitude est proportionnelle à 1/r ce qui indique une atténuation d'onde de volume dans le champ lointain.

- La courbe d'atténuation de l'onde 2 (mode 1) (Fig. 2.42b) montre une diminution de l'amplitude proportionnelle à $1/\sqrt{r}$ ce qui indique une atténuation d'onde de surface (n=0,5) ce qui confirme les résultats obtenus auparavant concernant l'interprétation de cette onde comme onde de surface de Pseudo-Rayleigh).

## Influence de l'enfoncement du pieu

Pour étudier l'influence de l'enfoncement Z du pieu, les courbes d'atténuation de chacune des deux ondes observées sur les mesures normalisées par rapport à la racine carrée de l'énergie de battage sont présentées pour différentes valeurs de Z. Les résultats sont donnés dans la figure 2.45a pour l'onde 1 et dans la figure 2.45b pour l'onde 2.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

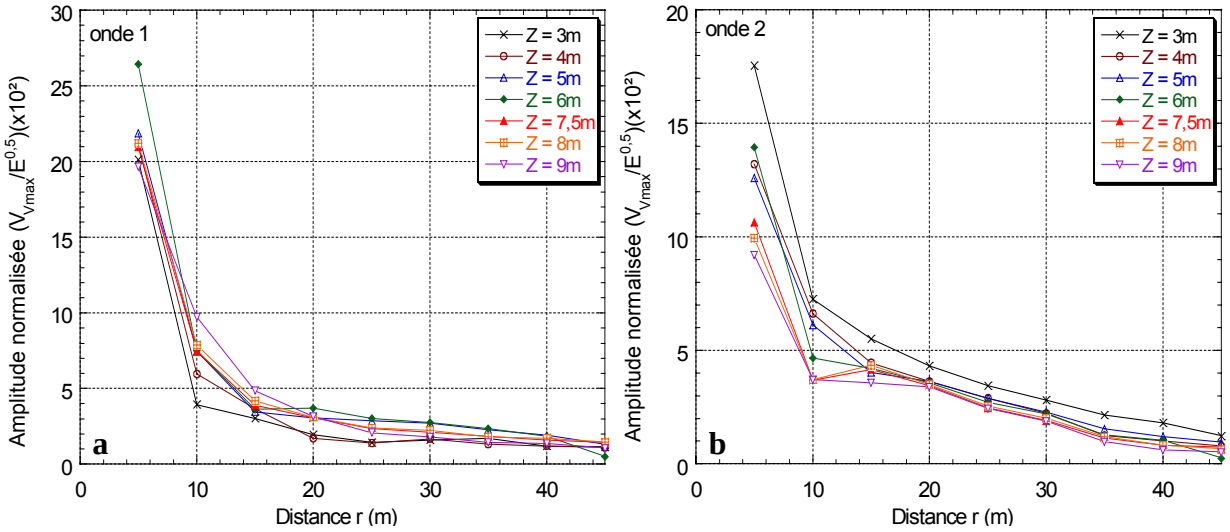



Figure 2.45 : Influence de l'enfoncement sur l'atténuation des deux ondes observées sur les mesures normalisées de la composante verticale de vibration :a) onde 1 (onde S) b) onde 2 (onde R).

On note l'existence de deux zones: une zone proche du pieu ($r \leq \lambda_R$) et une zone plus loin ($r > \lambda_R$). Pour illustrer l'influence de l'enfoncement nous avons choisi deux points de repère. Le premier est à une distance $r = 5m \approx \lambda_R /2$ (dans la première zone) et le second est à une distance $r = 20m \approx 2\lambda_R$ (dans la seconde zone). La variation avec l'enfoncement de l'amplitude des vibrations verticales normalisées aux deux points est présentée dans la figure 2.46 pour l'onde 1 et dans la figure 2.47 pour l'onde 2. On note que l'amplitude de l'onde 1 (onde S) dans la première zone (Fig. 2.46a) et celle de l'onde 2 (onde R) dans la seconde zone (Fig. 2.47b) varie peu avec l'enfoncement. En tenant compte que l'amplitude de l'onde 1 est supérieure à celle de l'onde 2 dans la première zone et réciproquement dans la seconde zone, on peut déduire qu'il y a peu d'influence de l'enfoncement sur l'atténuation des vibrations verticales normalisées. Cette conclusion est en accord avec celle obtenue par l'approche conventionnelle (voir 2.5.1.2). Pourtant, l'amplitude de l'onde 1 varie irrégulièrement avec l'enfoncement du pieu dans la seconde zone (Fig. 2.46b). Cette variation est difficile à interpréter. Elle peut être due aux réflexions et réfractions possibles de l'onde sur les interfaces géologiques des couches avant qu'elle soit arrivée et mesurée à la surface du sol. La figure 2.47a n'est pas significative parce que l'onde R n'est pas complètement formée.

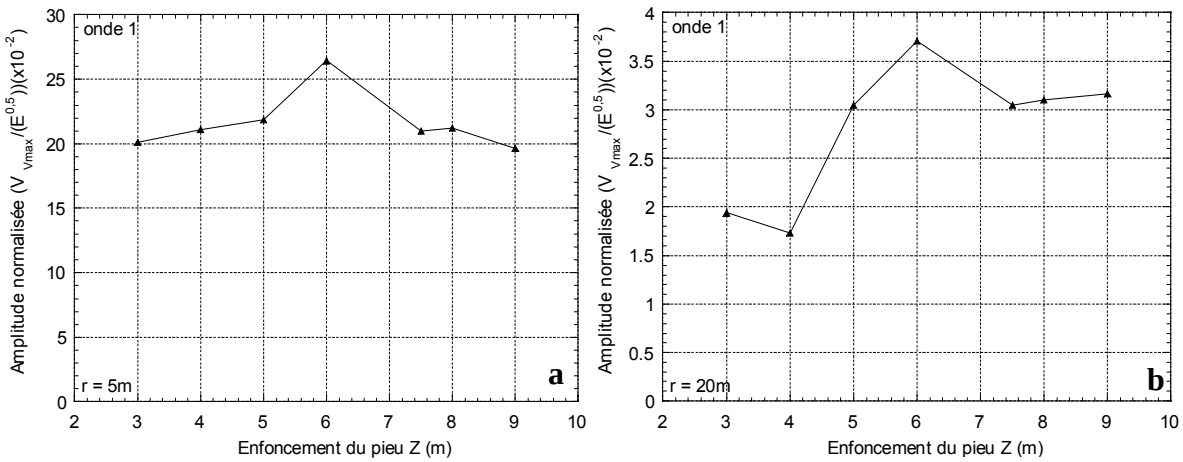



Figure 2.46 : Variation avec l'enfoncement du pieu de l'amplitude des vibrations verticales normalisées: a) à $r = 5m \approx \lambda_R/2$ (onde 1) b) à $r = 20m \approx 2\lambda_R$ (onde 1).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

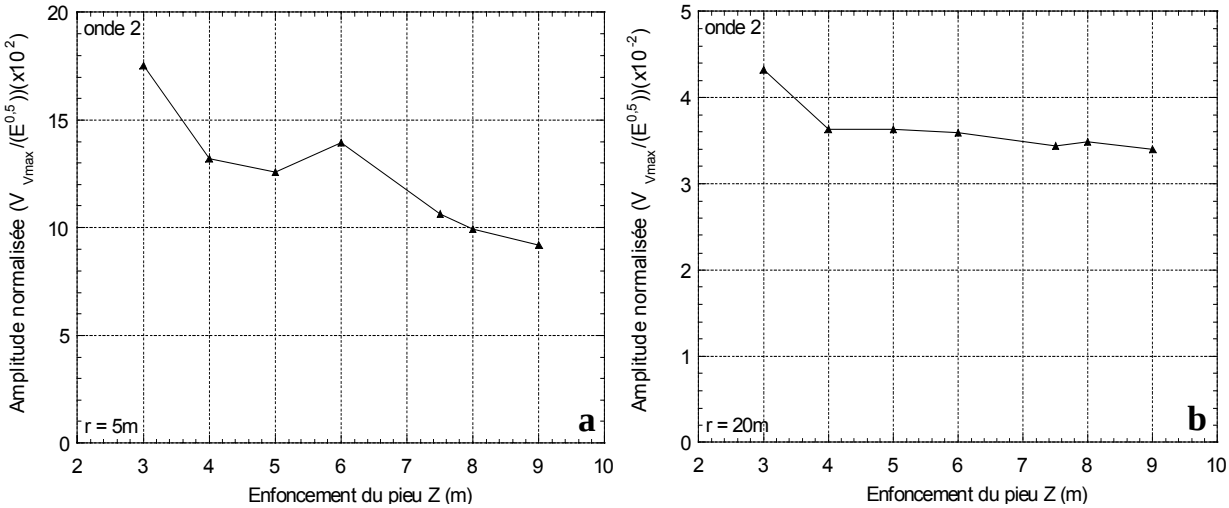



Figure 2.47 : Variation avec l'enfoncement du pieu de l'amplitude des vibrations verticales normalisées : a) à r = 5m ≈ $\lambda_R/2$ (onde 2) b) à r = 20m ≈ $2\lambda_R$ (onde 2).

### 2.6.2.4. Conclusion concernant la composante verticale

À l'issue de l'analyse des données expérimentales et numériques de la composante verticale, nous pouvons conclure que:

- À faible enfoncement du pieu battu (le battage s'effectue quasiment dans la première couche), on constate la présence d'un seul mode, noté mode 1 ou onde 2, qui est le premier mode des ondes de surface. Étant donnée que la pénétration de l'onde de surface est proche de la longueur d'onde $\lambda_R$ (Fig. 2.35a), pour hautes fréquences, l'onde de surface générée est courte et elle se propage pratiquement dans la couche superficielle uniquement c'est pourquoi la valeur de la vitesse $C_{1\text{-}3}$ correspond à $C_{R1}$ (vitesse de propagation des ondes de surface dans la première couche) ; par contre, pour basses fréquences, l'onde est longue et elle se propage dans la couche profonde aussi, c'est pourquoi la valeur de la vitesse $C_{1\text{-}1}$ correspond à $C_{R2}$ (vitesse de propagation des ondes de surface dans la couche profonde à certaine profondeur *d* ).

- Lorsque le battage s'effectue à profondeur plus grande (le pieu est enfoncé dans la deuxième couche), le choc génère une onde de cisaillement S, notée onde 1 ou mode 2, qui est observée à la surface du sol avec la vitesse apparente de propagation $C_V$ qui dépend la vitesse réelle $C_S$ et l'angle d'incidence θ (Eq. 2.11). La valeur de cette vitesse apparente, notée $C_{S2}$, est très proche de $C_{R2}$ (la vitesse du mode 1 au point 1-1) (Eq. 2.12).

- La longueur d'onde $\lambda_{R1\text{-}2}$ correspondant au point 1-2, point d'inflexion du mode 1, est proche de la profondeur *d* associée à la vitesse $C_{1\text{-}1}$ qui est proche de la vitesse des ondes de surface correspondante à cette profondeur (Eq. 2.10).

- L'amplitude de l'onde 1 (onde de cisaillement S) diminue proportionnellement à $1/r^2$ près de la source ($r \leq \lambda_S$) et proportionnellement à 1/r lors que la distance augmente. Par contre, l'amplitude de l'onde 2 (onde de surface de Pseudo-Rayleigh R) diminue proportionnellement à $1/\sqrt{r}$ en tenant compte qu'elle n'apparaît clairement que à partir d'une certaine distance du pieu battu ($r \approx \lambda_R$). Ces conclusions sont en accord avec les relations d'atténuation des ondes de volume et de surface (Eqs. 1.8).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

- Il y a peu d'influence de l'enfoncement du pieu sur l'amplitude normalisée de chacune des dans la zone ou elle domine (onde 1 dans la zone proche et onde 2 dans la zone lointaine du pieu).

## 2.6.3. Analyse des mesures de la composante longitudinale

Les mesures de la composante longitudinale seront analysées avec la même méthodologie adoptée ci-dessus pour analyser les mesures de la composante verticale.

### 2.6.3.1. Analyse par Slant Stack

Les mesures de la composante longitudinale $V_L$ aux points situés dans la direction 1 ont été analysée par la méthode Slant Stack. La figure 2.48 présente les caractéristiques de dispersion obtenues pour différentes valeurs d'enfoncement du pieu. Elle montre l'existence dans tous les cas de deux ondes dispersives, notées ondes 1 et 2 par la suite. Pour enfoncement Z = 3 à 6,5m, on constate également l'existence d'une onde non dispersive, notée onde 3 par la suite, dont la vitesse est de l'ordre de 240 m/s. Avec l'augmentation de l'enfoncement du pieu (cas de Z = 9m), cette dernière onde disparaît et on constate l'apparition d'une autre onde non dispersive, notée onde 4 par la suite, dont la vitesse est de l'ordre de 195 m/s.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

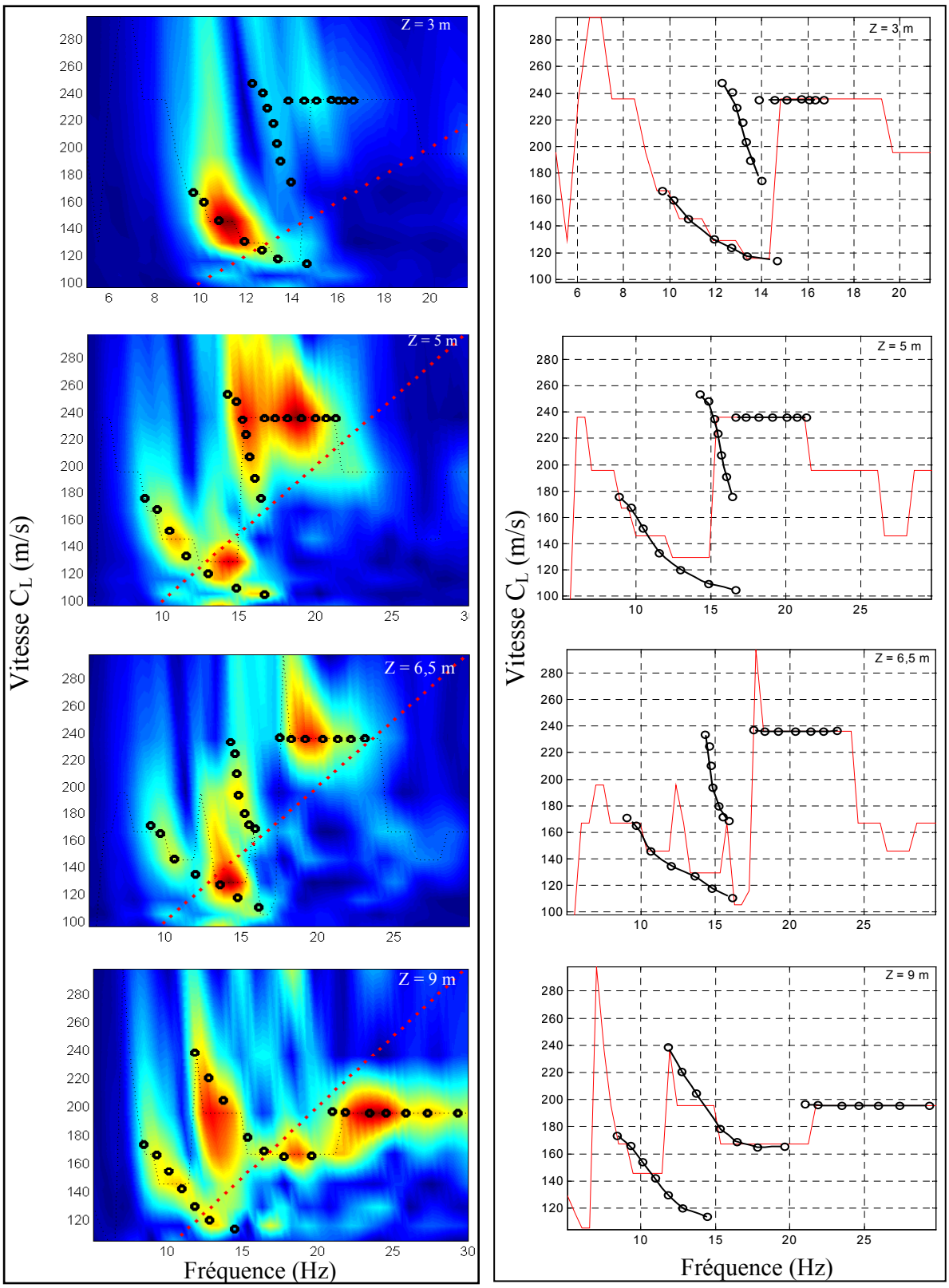



Figure 2.48 : Analyse par la méthode Slant Stack : Caractéristiques de dispersion ($C_L$-f) des mesures in situ de la composante longitudinale de vibration.

© 2005 Tous droits réservés.

À titre d'exemple, la figure 2.49 illustre les courbes de dispersion des ondes obtenues pour deux enfoncements du pieu : Z = 2,5m (figure 2.49a) et Z = 7m (figure 2.49b). Pour Z=2,5m, on constate l'existence des deux ondes dispersives 1 et 2. Par contre, pour Z = 7m, on constate l'existence des quatre ondes.

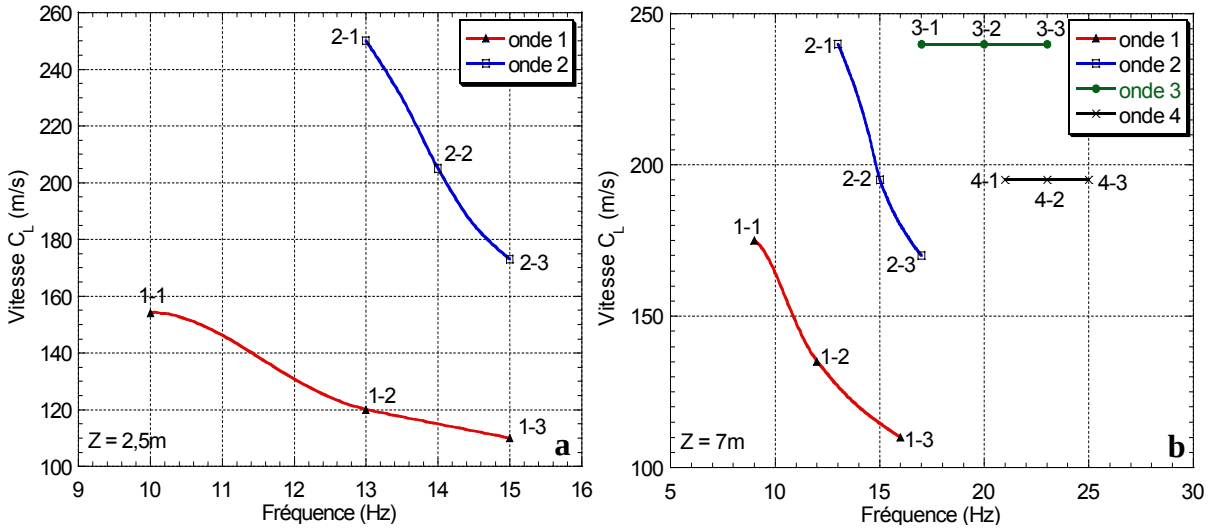



Figure 2.49 : Caractéristiques de dispersion obtenues par l'analyse à l'aide de la méthode Slant Stack des mesures de la composante longitudinale de vibration en cas de :
a) battage à faible profondeur (Z < 3m) b) battage à plus grande profondeur (Z = 7m).

En caractérisant la courbe de dispersion de l'onde *i* (*i*=1 à 4) par trois points: i-1, i-2 et i-3 définis comme auparavant, le tableau 2.7 présente pour différents enfoncements du pieu les valeurs obtenues de la fréquence f et la vitesse de propagation des vibrations longitudinales $C_L$ aux trois points caractérisant la courbe de dispersion de chaque onde.

| **Analyse par Slant Stack des mesures de la composante longitudinale $V_L$** | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Onde 1 | | | | | | Onde 2 | | | | | | Onde 3 | | | | | | Onde 4 | | | | | |
| | point 1 | | point 2 | | point 3 | | point 1 | | point 2 | | point 3 | | point 1 | | point 2 | | point 3 | | point 1 | | point 2 | | point 3 | |
| | f | $C_L$ | f | $C_L$ | f | $C_L$ | f | $C_L$ | f | $C_L$ | f | $C_L$ | f | $C_L$ | f | $C_L$ | f | $C_L$ | f | $C_L$ | f | $C_L$ | f | $C_L$ |
| 2 | 10 | 155 | 13 | 120 | 16 | 110 | 13 | 250 | 14 | 205 | 15 | 170 | | | | | | | | | | | | |
| 2,5 | 10 | 155 | 13 | 120 | 16 | 110 | 13 | 250 | 14 | 210 | 15 | 175 | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 10 | 155 | 13 | 120 | 16 | 110 | 13 | 250 | 14 | 210 | 15 | 175 | 14 | 240 | 15 | 240 | 16 | 240 | | | | | | |
| 3,5 | 10 | 165 | 13 | 125 | 16 | 110 | 14 | 250 | 15 | 210 | 16 | 175 | 16 | 240 | 18 | 240 | 20 | 240 | | | | | | |
| 4 | 10 | 175 | 13 | 130 | 16 | 110 | 14 | 250 | 15 | 210 | 16 | 175 | 16 | 240 | 18 | 240 | 20 | 240 | | | | | | |
| 4,5 | 10 | 175 | 13 | 130 | 16 | 110 | 14 | 250 | 15 | 210 | 17 | 170 | 16 | 240 | 18 | 240 | 21 | 240 | | | | | | |
| 5 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 14 | 250 | 15 | 210 | 17 | 175 | 17 | 240 | 19 | 240 | 22 | 240 | | | | | | |
| 5,5 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 14 | 250 | 16 | 205 | 17 | 175 | 17 | 240 | 19 | 240 | 22 | 240 | | | | | | |
| 6 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 14 | 250 | 15 | 205 | 16 | 175 | 17 | 240 | 20 | 240 | 23 | 240 | | | | | | |
| 6,5 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 14 | 240 | 15 | 200 | 16 | 170 | 17 | 240 | 20 | 240 | 23 | 240 | | | | | | |
| 7 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 13 | 240 | 15 | 195 | 17 | 170 | 17 | 240 | 20 | 240 | 23 | 240 | 22 | 195 | 23 | 195 | 25 | 195 |
| 7,5 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 13 | 240 | 15 | 195 | 18 | 170 | 18 | 240 | 20 | 240 | 23 | 240 | 21 | 195 | 24 | 195 | 28 | 195 |
| 8 | 9 | 175 | 12 | 135 | 16 | 110 | 13 | 240 | 15 | 195 | 18 | 170 | 18 | 235 | 19 | 235 | 21 | 235 | 21 | 195 | 24 | 195 | 28 | 195 |
| 8,5 | 9 | 175 | 12 | 135 | 15 | 115 | 13 | 240 | 15 | 200 | 18 | 175 | | | | | | | 21 | 195 | 24 | 195 | 28 | 195 |
| 9 | 9 | 175 | 12 | 135 | 15 | 115 | 13 | 245 | 15 | 200 | 18 | 175 | | | | | | | 21 | 195 | 24 | 195 | 28 | 195 |

Tableau 2.7: Résultats de l'analyse par la méthode Slant Stack des mesures in situ de la composante longitudinale de vibration.

L'analyse par Slant Stack des mesures in situ de la composante longitudinale montre:

- L'existence des deux ondes dispersives 1 et 2 dont la première est identique à l'onde de surface notée lors de l'analyse des mesures de la composante verticale. Contrairement à



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

l'onde 1, la distinction de l'onde 2 sur les courbes SL devient de plus en plus évidente avec l'enfoncement du pieu. En appuyant sur les courbes de dispersion des modes des ondes surface dans un sol multicouche de gradient de vitesse positif (Fig. 2.31), ces deux ondes peuvent être qualifiées comme les deux premiers modes des ondes de surface.

- L'existence d'une troisième onde, onde 3, dont la fréquence et la vitesse de propagation sont nettement supérieures à celles des ondes 1 et 2. Cette onde peut être qualifiée comme une onde de volume P qui se propage à la surface du sol. La figure 2.37a montre que l'amplitude de telle onde diminue avec la profondeur de sa source (pointe du pieu battu) (Eq. 2.13) , ce qui explique le fait qu'on ne voie plus cette onde sur la figure SL pour Z = 9m.

$$V_{PL} = V_P \cdot \sin(\theta) \qquad \text{(Eq. 2.13)}$$

- L'apparition avec l'augmentation de la profondeur (à partir de Z = 7 m) d'une deuxième onde non dispersive, onde 4, dont la vitesse est inférieure à celle de l'onde 3. Cette onde peut être qualifiée comme une onde de cisaillement S qui est observée à la surface du sol. De même, la figure 2.37a montre que l'amplitude de telle onde augmente avec la profondeur de la source (θ diminue) (Eq. 2.14), ce qui explique le fait qu'on ne peut la distinguer sur les figures SL que à partir d'un certain enfoncement (Z ≥ 7m).

$$V_{SL} = V_S \cdot \cos(\theta) \qquad \text{(Eq. 2.14)}$$

La figure 2.50 illustre la variation avec la profondeur du pieu de la vitesse $C_L$ à chacun des douze points caractérisant les courbes de dispersion des quatre ondes.

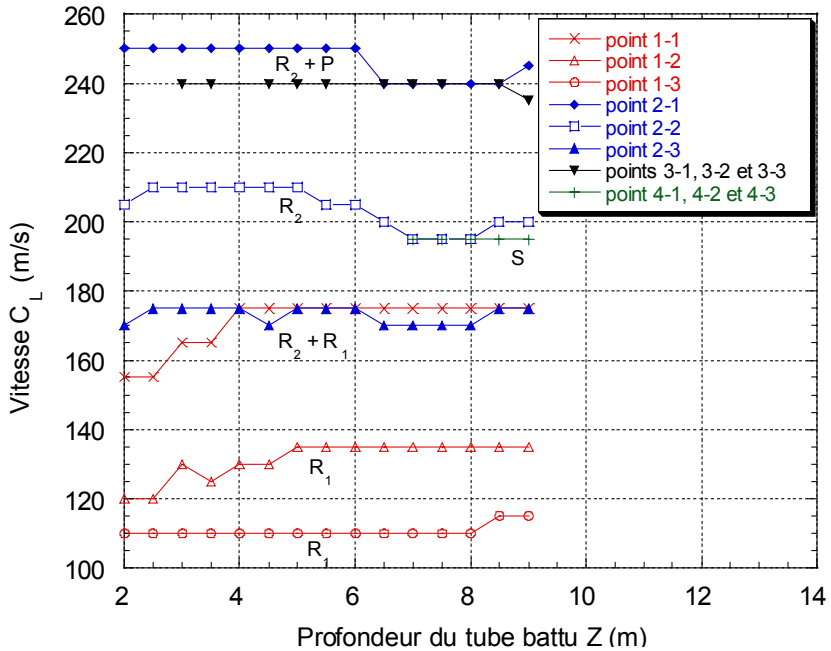



Figure 2.50 : Variation avec l'enfoncement du pieu de la vitesse $C_L$ aux points caractérisant les quatre ondes observées sur les mesures de la composante longitudinale des vibrations (valeurs déterminées à partir du tableau 2.7).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

### 2.6.3.2. Analyse de l'atténuation de la composante longitudinale de vibration

Comme il a été montré auparavant, l'atténuation des vibrations longitudinales est incompatible avec un seul type d'onde. Pour cela, nous avons séparé les ondes observées sur les signaux mesurés de la composante longitudinale de vibration lors l'essai de battage du pieu 1 et nous avons étudié l'atténuation de chaque onde indépendamment de l'autre. La figure 2.51 présente un exemple de la procédure de séparation des ondes pour un enfoncement du pieu Z = 5m.

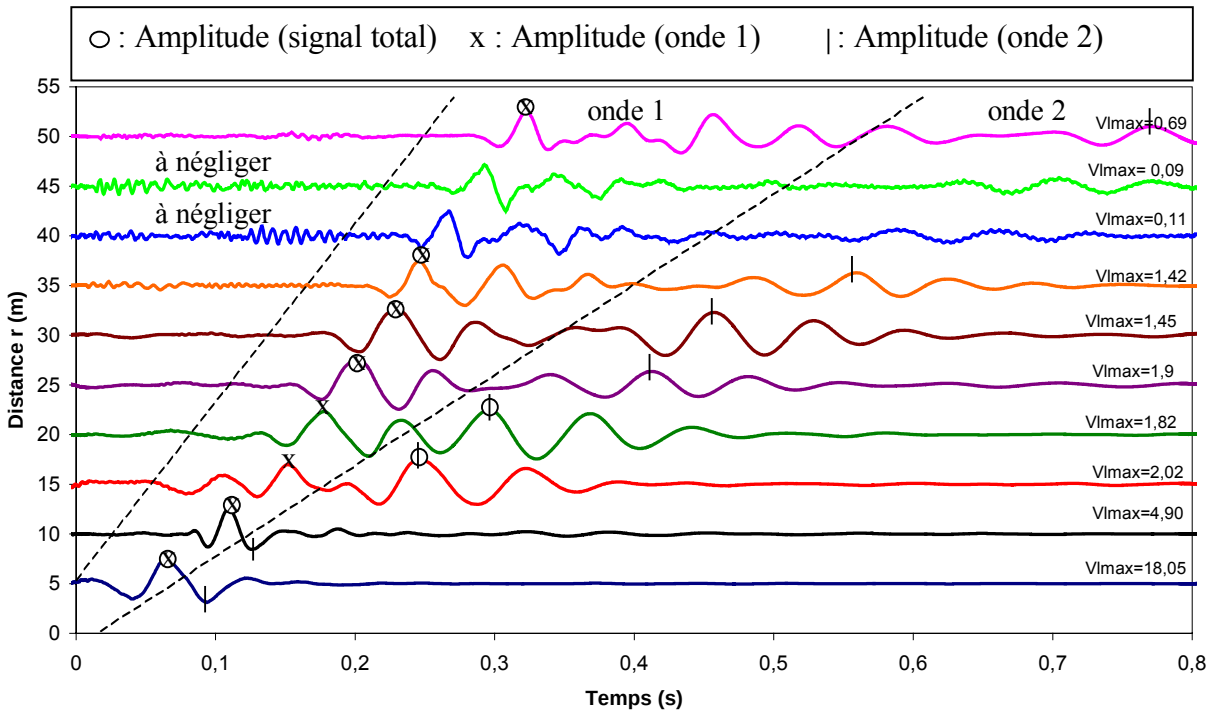



Figure 2.51 : Séparation des ondes observées sur le sismogramme des vibrations longitudinales mesurées à la surface du sol pour un enfoncement du pieu Z = 5m.

Malgré que l'analyse SL ait montré l'existence de trois ondes (tableau 2.7), on peut en distinguer deux seulement sur le sismogramme parce que les vitesses de propagation de deux de ces ondes (ondes 2 et 3) sont très proches. Ainsi, l'onde 1 présentée sur le sismogramme est composée en fait du second mode des ondes de surface (onde $R_2$) et de l'onde de volume P (onde 3). À partir de cette figure, les trois courbes d'atténuation établies à partir du signal total, de la première partie du signal (onde 1) et de la seconde partie du signal (onde 2) sont illustrées dans la figure 2.52. Cette figure montre que l'amplitude du signal total correspond plutôt à celle de l'onde 1 surtout dans la première partie de la courbe d'atténuation.

Pour analyser les deux ondes observées sur le sismogramme ci-dessus, nous comparons la courbe d'atténuation expérimentale de l'onde et les trois courbes calculées à partir de la relation de Bornitz avec n = 0,5 ; n = 1 et n = 2. La valeur du coefficient d'amortissement matériel $\alpha$ est estimée à partir du tableau 1.5 comme auparavant ce qui donne une valeur de l'ordre de 0,033 $m^{-1}$ pour l'onde 1 et de l'ordre de 0,024 $m^{-1}$ pour l'onde 2. Pour illustrer l'influence de l'amortissement matériel, nous présentons également les trois courbes calculées pour un amortissement nul ($\alpha = 0$). Pour l'onde 1, les résultats sont présentés dans les figures 2.53a (pour $\alpha = 0$) et 2.53b (pour $\alpha$=0,033 $m^{-1}$). Pour l'onde 2, les résultats sont présentés dans les figures 2.54a (pour $\alpha = 0$) et 2.54b (pour $\alpha$ = 0,024 $m^{-1}$).



© 2005 Tous droits réservés. 

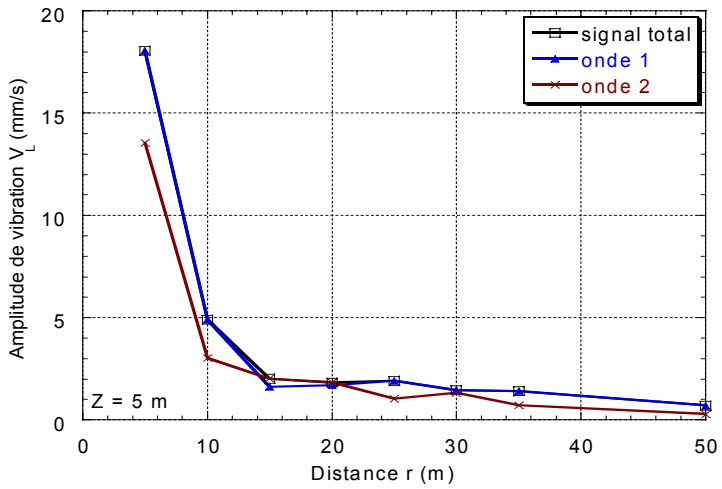



Figure 2.52 : Courbes d'atténuation de l'amplitude dans le signal total et dans les deux ondes observées sur les enregistrements de la composante longitudinale des vibrations (Z = 5m).

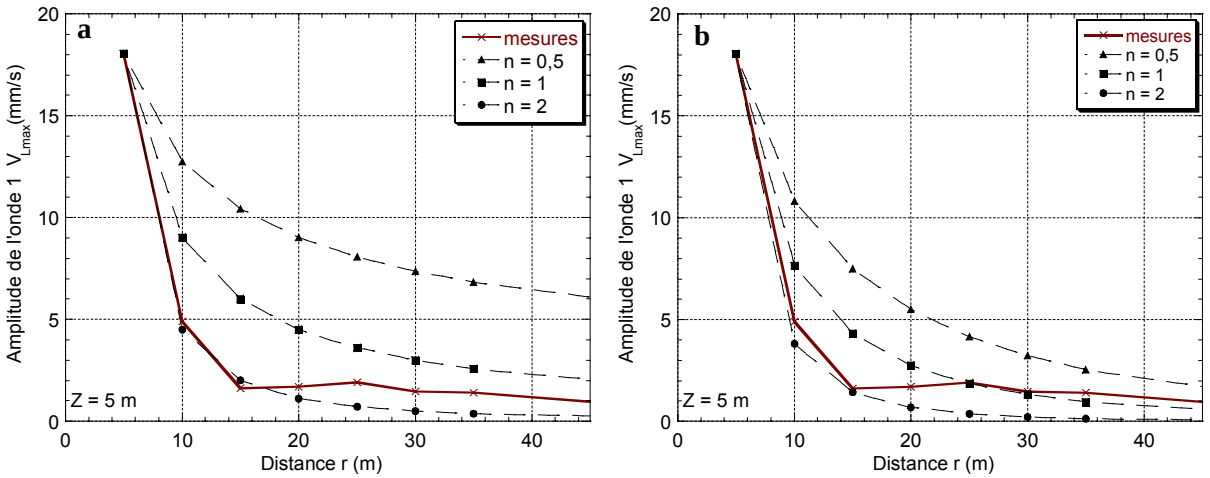



Figure 2.53: Calibration de la relation de Bornitz sur la courbe expérimentale d'atténuation de l'onde 1 en faisant varier le coefficient d'amortissement géométrique n :
a) sans amortissement matériel ($\alpha = 0$) b) avec amortissement matériel ($\alpha = 0{,}033\ m^{-1}$).

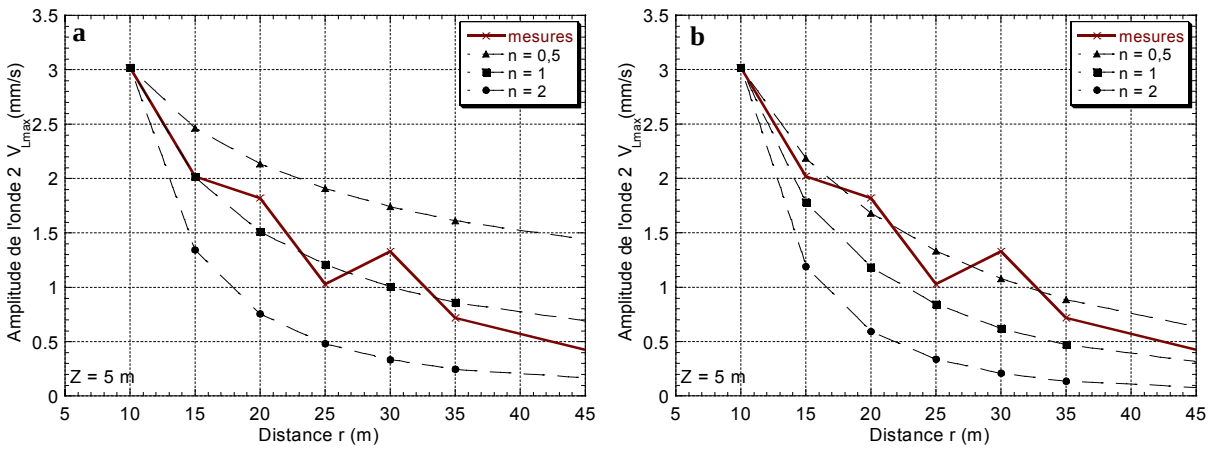



Figure 2.54 : Calibration de la relation de Bornitz sur la courbe expérimentale d'atténuation de l'onde 2 en faisant varier le coefficient d'amortissement géométrique n :
a) sans amortissement matériel ($\alpha = 0$) b) avec amortissement matériel ($\alpha = 0{,}024\ m^{-1}$).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Les résultats illustrés dans les figures 2.53 et 2.54 peuvent être représentés sous forme logarithmique. Les résultats obtenus pour l'onde 1 et l'onde 2 sont illustrés dans les figures 2.55 et 2.56 respectivement.

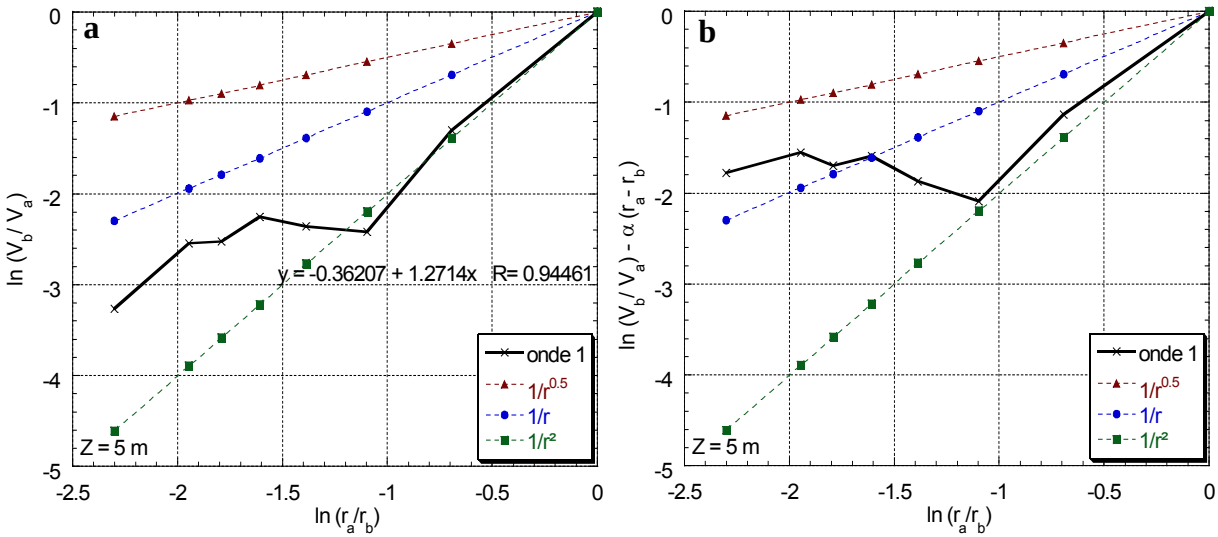



Figure 2.55 : Représentation logarithmique basée sur la formule de Bornitz de la courbe d'atténuation de l'onde 1 présentée dans la figure 2.53 :a) $\alpha = 0$ b) $\alpha = 0{,}033\ m^{-1}$.

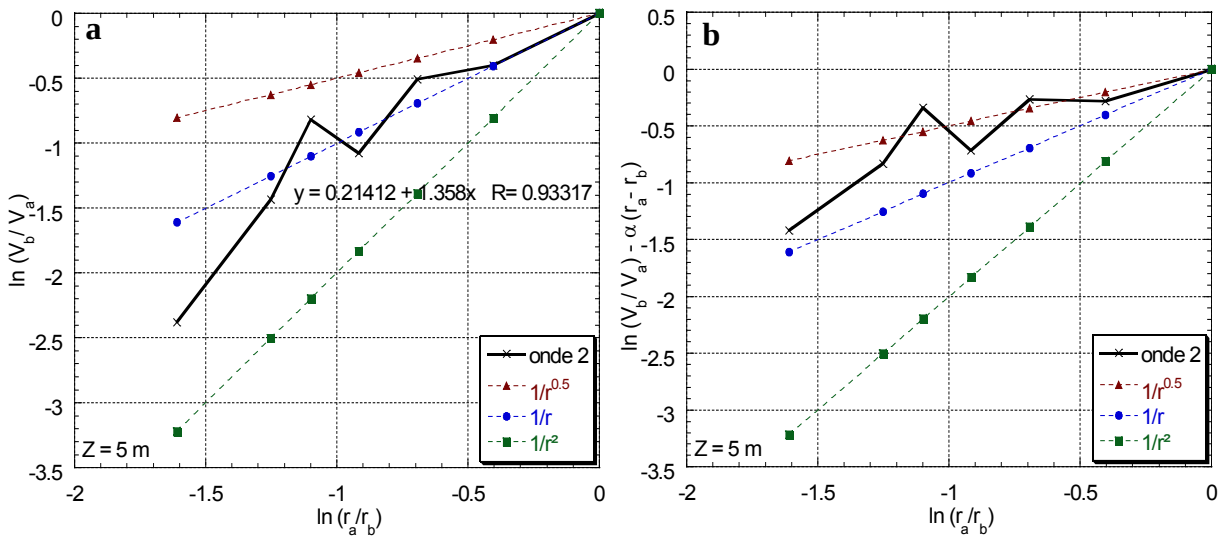



Figure 2.56 : Représentation logarithmique basée sur la formule de Bornitz de la courbe d'atténuation de l'onde 2 présentée dans la figure 2.54 :a) $\alpha = 0$ b) $\alpha = 0{,}024\ m^{-1}$.

Ces figures montrent que :

- L'amortissement matériel influence l'interprétation des résultats. À titre d'exemple, l'onde 2 est interprétée comme onde de volume en champ lointain (n = 1) lors que l'amortissement matériel est négligé (Figs. 2.54a et 2.56a) et comme onde de surface (n = 0,5) lors qu'il est pris en compte (Figs. 2.54b et 2.56b). La seconde interprétation, onde de surface, est en accord avec les résultats obtenus auparavant.

- La figure 2.53b montre que l'amplitude de l'onde 1 (onde P (ou S) + onde $R_2$) diminue proportionnellement à $1/r^2$ (onde de volume en champ proche) près de la source ($r \leq \lambda_S$) et



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

proportionnellement à 1/r (onde de volume en champ lointain) et puis 1/√r (onde de surface) lors que la distance augmente. Cette forme de la courbe d'atténuation de l'onde 1 confirme le résultat illustré dans la figure 2.50 (onde 1 = onde P (ou S selon l'enfoncement Z) + onde $R_2$).

- La figure 2.54b montre que l'amplitude de l'onde 2 diminue proportionnellement à 1/√r ce qui indique une atténuation d'une onde de surface (n = 0,5). Ce résultat confirme l'interprétation de cette onde comme le premier mode des ondes de surface $R_1$.

**Influence de l'enfoncement du pieu**

Pour étudier l'influence de l'enfoncement Z du pieu sur chaque onde, les courbes d'atténuation des deux ondes observées sur les mesures normalisées par rapport à la racine carrée de l'énergie de battage sont présentées pour différentes valeurs de Z. Les résultats sont donnés dans la figure 2.57a pour l'onde 1 et dans la figure 2.57b pour l'onde 2. On note l'existence de deux zones: une zone proche du pieu ($r \leq \lambda_R$) et une zone plus loin ($r > \lambda_R$).

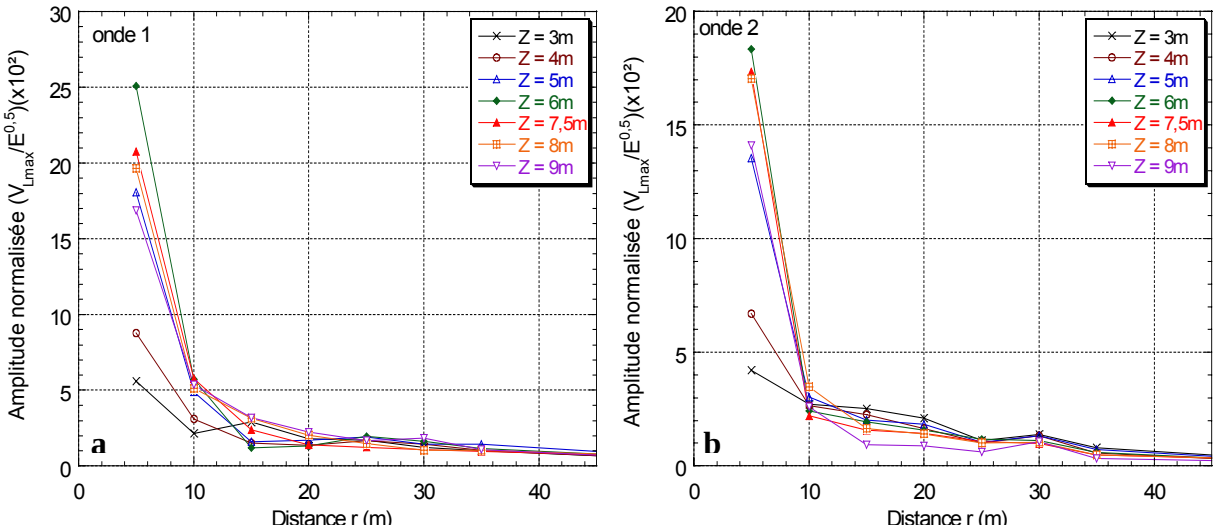



Figure 2.57 : Influence de l'enfoncement du pieu sur l'atténuation des deux ondes observées sur les mesures normalisées de la composante longitudinale de vibration :
a) onde 1 (onde P (ou S) + onde $R_2$) b) onde 2 (onde $R_1$).

Pour illustrer l'influence de l'enfoncement nous avons choisi, comme en cas des mesures de la composante verticale, deux points de repère situés à des distances r = 5m ≈ $\lambda_R$ /2 et r = 20m ≈ $2\lambda_R$. La variation avec l'enfoncement de l'amplitude des vibrations longitudinales normalisées aux deux points est présentée dans la figure 2.58 pour l'onde 1 et dans la figure 2.59 pour l'onde 2. On note que :

- L'amplitude de l'onde 1 varie irrégulièrement avec l'enfoncement, ce qui peut être expliqué par l'interférence des différentes ondes ($R_2$ et S ou P) comprises dans cette onde.

- L'amplitude de l'onde 2 varie irrégulièrement dans la première zone et décroît graduellement dans la seconde zone, ce qui s'accord avec l'interprétation de cette onde comme une onde de surface ($R_1$). Ainsi, l'irrégularité dans la première zone est due au fait que l'onde de surface n'est pas complètement formée, et la diminution dans la seconde zone



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

est due à l'éloignement de la source de vibration (la pointe) des points de mesure à la surface du sol.

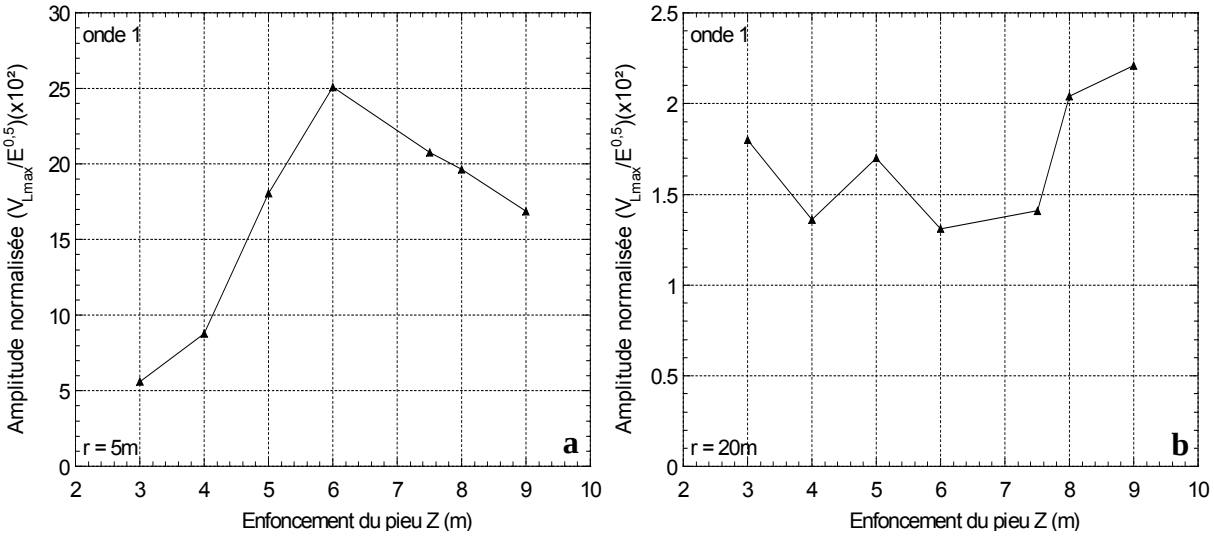



Figure 2.58 : Variation avec l'enfoncement du pieu de l'amplitude des vibrations longitudinales normalisées: a) à r = 5m ≈ $\lambda_R/2$ (onde 1) b) à r = 20m ≈ $2\lambda_R$ (onde 1).

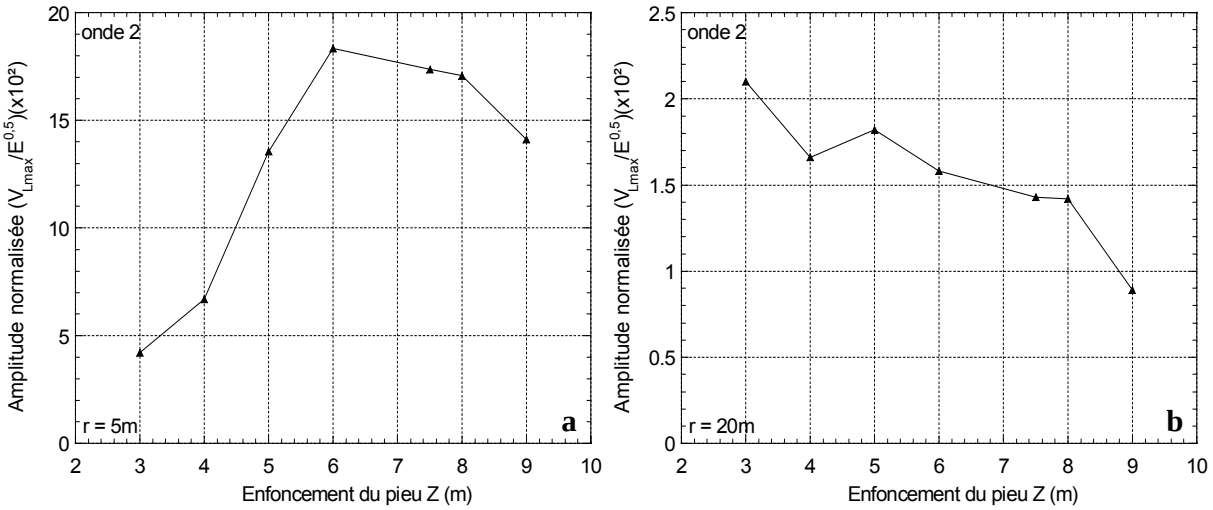



Figure 2.59 : Variation avec l'enfoncement du pieu de l'amplitude des vibrations longitudinales normalisées: a) à r = 5m ≈ $\lambda_R/2$ (onde 2) b) à r = 20m ≈ $2\lambda_R$ (onde 2).

### 2.6.3.3. Conclusion concernant la composante longitudinale

À l'issue de l'analyse des données expérimentales et numériques de la composante longitudinale, nous pouvons conclure que:

- Pour tout enfoncement du pieu, on note l'existence de deux ondes dispersives, ondes 1 et 2, qui sont les deux premiers modes des ondes de surface $R_1$ et $R_2$. L'onde $R_1$ est identique à l'onde de surface observée sur les mesures de la composante verticale. La vitesse et la fréquence de l'onde $R_2$ sont supérieures à celles de l'onde $R_1$.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

- En fonction de l'enfoncement du pieu, on note l'existence d'une onde non dispersive (onde 3 ou onde 4). L'onde 3 est une onde longitudinale P et l'onde 4 est une onde de cisaillement S. La figure 2.37a montre que l'amplitude de l'onde S mesurée à la surface du sol dans la direction longitudinale ($V_{SL}$) augmente avec la profondeur de la source ($\theta$ diminue). Par contre, l'amplitude de l'onde P mesurée à la surface ($V_{PL}$) diminue avec l'enfoncement. Ce qui explique que l'onde P observées sur les mesures effectuées à faible enfoncement du pieu est remplacée au fur et à mesure par l'onde S lors que l'enfoncement du pieu augmente.

- Sur les sismogrammes des mesures de la composante longitudinale on peut distinguer deux ondes seulement (notées ondes 1 et 2). L'onde 2 est le premier mode des ondes de surface $R_1$. Tandis que l'onde 1 regroupe le second mode des ondes de surface ($R_2$) et l'onde P ou l'onde S (selon l'enfoncement du pieu). En fait, les vitesses des ces trois ondes sont proches c'est pourquoi elles sont présentées sur les sismogrammes comme une seule onde.

- L'amplitude de l'onde 1 (onde $R_2$ + onde P (ou onde S)) diminue proportionnellement à $1/r^2$ près de la source ($r \leq \lambda_R$) et proportionnellement à $1/r$ et puis à $1/\sqrt{r}$ lors que la distance augmente. Par contre, l'amplitude de l'onde 2 (onde $R_1$) diminue proportionnellement à $1/\sqrt{r}$ en tenant compte qu'elle n'apparaît clairement que à partir d'une certaine distance du pieu battu ($r \approx \lambda_R$). Ces conclusions sont en concordance avec les relations fondamentales d'atténuation des ondes de volume et de surface (Eqs. 1.8)

- Dans la première zone ($r \leq \lambda_R$) des courbes d'atténuation des mesures normalisées, l'amplitude de chacune des deux ondes 1 et 2 varie irrégulièrement avec l'enfoncement du pieu (Figs. 2.58a et 2.59a). Dans la seconde zone ($r > \lambda_R$), l'amplitude de l'onde 1 (onde P (ou S) + onde $R_2$) continue à varier irrégulièrement (Fig. 2.59a) ce qui peut être dû à l'existence de nombreuses ondes dans l'onde 1. Par contre, l'amplitude de l'onde 2 (onde $R_1$) diminue graduellement avec l'enfoncement du pieu (Fig. 2.59b).

## 2.6.4. Analyse globale des composantes verticale et longitudinale

Après avoir analysé les deux ondes 1 et 2 observées sur chacune des deux composantes verticale $V_V$ et longitudinale $V_L$, nous présentons dans cette section une analyse globale de l'ensemble des deux en fonction de la distance et l'enfoncement du pieu. Cette analyse vise, d'un côté, à déterminer la composante, $V_V$ ou $V_L$, qui domine dans chaque onde, et d'autre côté, à déterminer l'onde, 1 ou 2, qui domine dans le signal total.

Les résultats obtenus pour trois valeurs d'enfoncement du pieu Z = 3, 6 et 9m sont donnés dans la figure 2.60. Les parties (a) de cette figure présentent une comparaison entre les courbes d'atténuation des deux composantes $V_V$ et $V_L$ avec celle du résultant V de l'onde 1. Les parties (b) présentent la même comparaison pour l'onde 2. Les parties (c) présentent une comparaison entre les résultants des mesures dans la première partie du signal (onde 1), dans la seconde partie du signal (onde 2) et dans le signal total (onde 1 + onde 2). En négligeant la composante transversale $V_T$, le signal temporel du résultant $V_{(t)}$ est calculé à partir des signaux temporels des deux composantes $V_V$ et $V_L$. Ainsi, l'amplitude du résultant V est donnée par la relation :

$$V = \max\left(\sqrt{V_{V(t)}^2 + V_{L(t)}^2}\right) \qquad \text{(Eq. 2.15)}$$



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

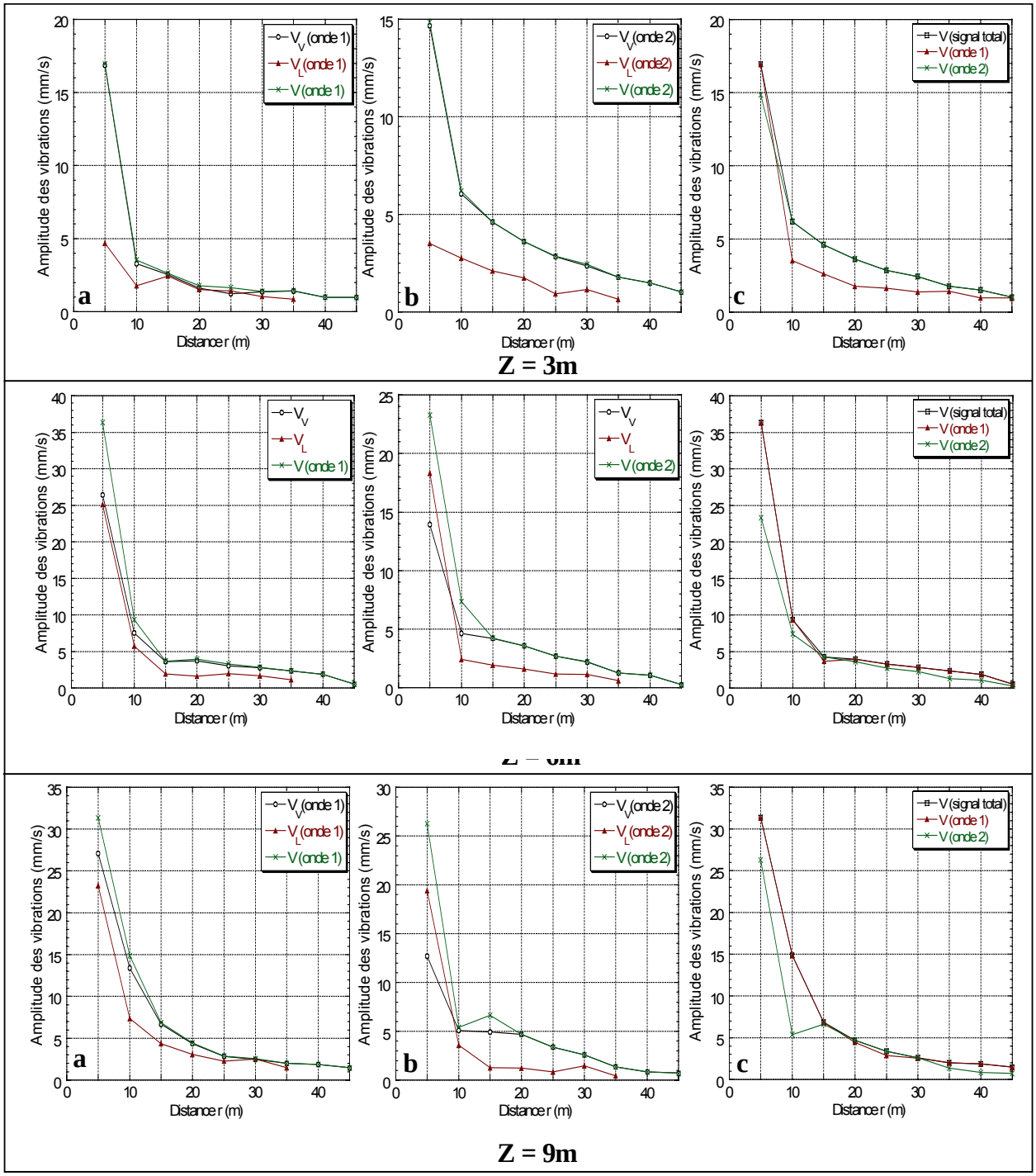



Figure 2.60 : Analyse globale de l'atténuation des ondes observées sur les mesures des deux composantes verticale $V_V$ et longitudinale $V_L$ (Z = 3, 6 et 9m):
a) Courbes d'atténuation du résultant V et des deux composantes $V_V$ et $V_L$ de l'onde 1.
b) Courbes d'atténuation du résultant V et des deux composantes $V_V$ et $V_L$ de l'onde 2.
c) Courbes d'atténuation des résultants du signal total et des deux composantes ondes 1 et 2.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

On note que :

- Pour l'onde 1 (onde S pour $V_V$ et onde P (ou S) + onde R2 pour $V_L$), l'amplitude de la composante verticale $V_V$ est supérieure à celle de la composante longitudinale $V_L$.

- Pour l'onde 2 (onde $R_1$ pour $V_V$ et $V_L$), l'amplitude de $V_V$ est nettement supérieure à celle de $V_L$ dans la seconde partie des courbes d'atténuation ($r > \lambda_R \approx 11$m) qui présente, d'ailleurs, la partie dans laquelle se propage l'onde $R_1$ après sa formation complète.

- Le rapport d'amplitude des ondes 1 et 2 (parties c de la figure 2.60) varie en fonction de la distance *r* et l'enfoncement du pieu *Z*. À titre d'exemple, pour tout enfoncement *Z*, l'amplitude de la l'onde 1 est supérieure à celle de l'onde 2 juste près du pieu ($r = 5$m $< \lambda_R$) ce qui est dû au fait que l'onde 2 (onde R) n'est pas encore complètement formée. Avec l'augmentation de la distance ($r > \lambda_R$), l'onde 2 (onde $R_1$) est formée et l'amplitude de l'onde 1 qui comprend des ondes S ou P varie en fonction de la profondeur ce qui explique la variation du rapport d'amplitude des deux ondes avec la profondeur. À titre d'exemple, l'onde 2 domine largement en cas de battage à faible profondeur (cas de Z = 3m) le long de la distance étudiée (r = 10 à 45m). Par contre, pour un enfoncement plus grand (Z = 6 et 9m), l'amplitude des deux ondes sont proches et même celle de l'onde 1 est plus grande.

## Influence de l'enfoncement du pieu

La même méthode utilisée auparavant pour étudier l'influence de l'enfoncement du pieu sur les deux ondes 1 et 2 observées sur les mesures normalisées des composantes verticale (Figs. 2.45, 2.46 et 2.47) et longitudinale (Figs. 2.57, 2.58 et 2.59) est utilisée pour étudier son influence sur le résultant des ondes 1 et 2. Les résultats sont présentés dans les figures 2.61, 2.62 et 2.63.

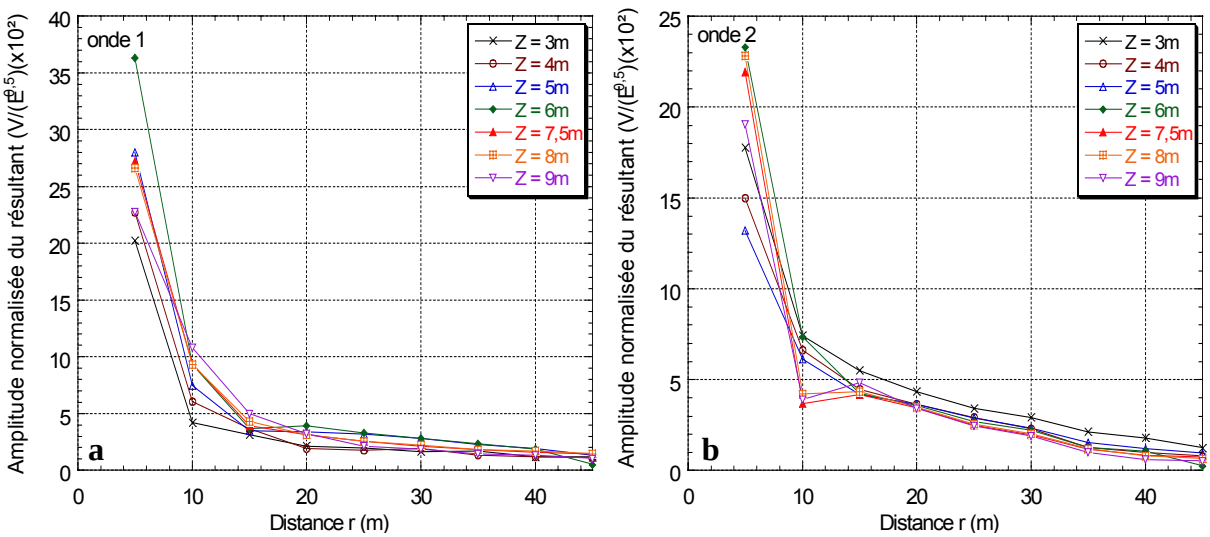



Figure 2.61 : Influence de l'enfoncement du pieu sur l'atténuation du résultant de chacune des deux ondes observées sur les mesures normalisées des vibrations verticales et longitudinales :
a) onde 1 b) onde 2.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

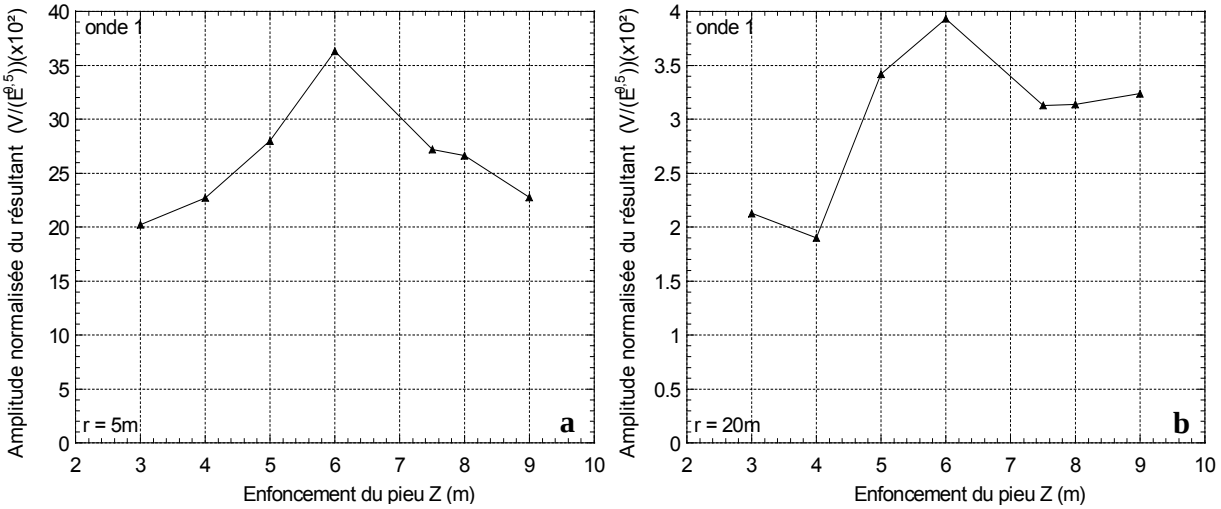



Figure 2.62 : Variation avec l'enfoncement du pieu de l'amplitude du résultant des vibrations normalisées: a) à r = 5m ≈ $\lambda_R/2$ (onde 1) b) à r = 20m ≈ $2\lambda_R$ (onde 1).

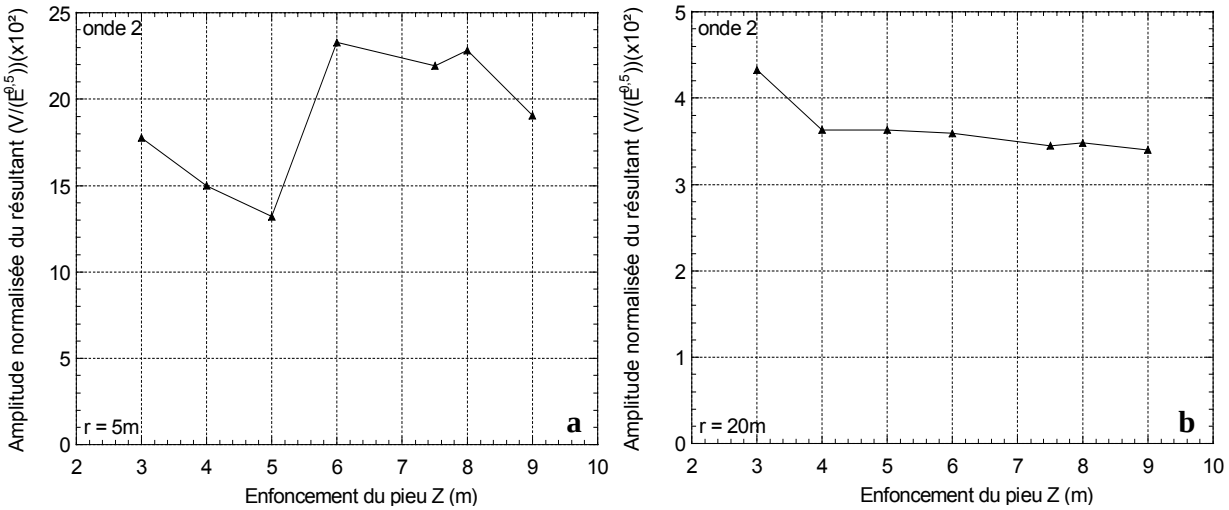



Figure 2.63 : Variation avec l'enfoncement du pieu de l'amplitude du résultant des vibrations normalisées : a) à r = 5m ≈ $\lambda_R/2$ (onde 2) b) à r = 20m ≈ $2\lambda_R$ (onde 2).

On note que :

- L'amplitude du résultant de l'onde 1 varie irrégulièrement avec l'enfoncement. Dans la zone proche du pieu (Fig. 2.62a), la forme de cette variation ressemble plus à celle de la composante longitudinale (Fig. 2.58a). Dans la zone éloignée du pieu (Fig. 2.62b), la forme de la variation ressemble plus à celle de la composante verticale (Fig. 2.46b).

- L'amplitude du résultant de l'onde 2 varie irrégulièrement dans la zone proche du pieu (Fig.2.63a) où l'onde n'est pas complètement formée. Par contre, on constate qu'il y a peu d'influence de l'enfoncement sur l'amplitude du résultant de l'onde 2 dans la zone éloignée du pieu (Fig 2.63b). Cette conclusion ressemble à celle de la composante verticale (Fig.2.47b), ce qui confirme que l'amplitude de l'onde 2 est contrôlée par l'amplitude de sa composante verticale.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

## 2.7. INFLUENCE DE L'EXISTENCE DU RIDEAU DE PALPLANCHES

Sur le plan de l'implantation de l'essai sur le site (Fig. 2.4), on note l'existence du rideau de 4 paires de palplanches AU16 dans la direction 2 à une distance $R_r$ = 3,33m du pieu. L'étude de l'influence du rideau sur l'amplitude des vibrations induites a été étudiée en comparant les amplitudes des mesures dans les deux directions de mesure 1 et 2. La figure 2.64 présente un exemple des résultats obtenus pour deux valeurs d'enfoncement du pieu (Z=5 et Z=9m).

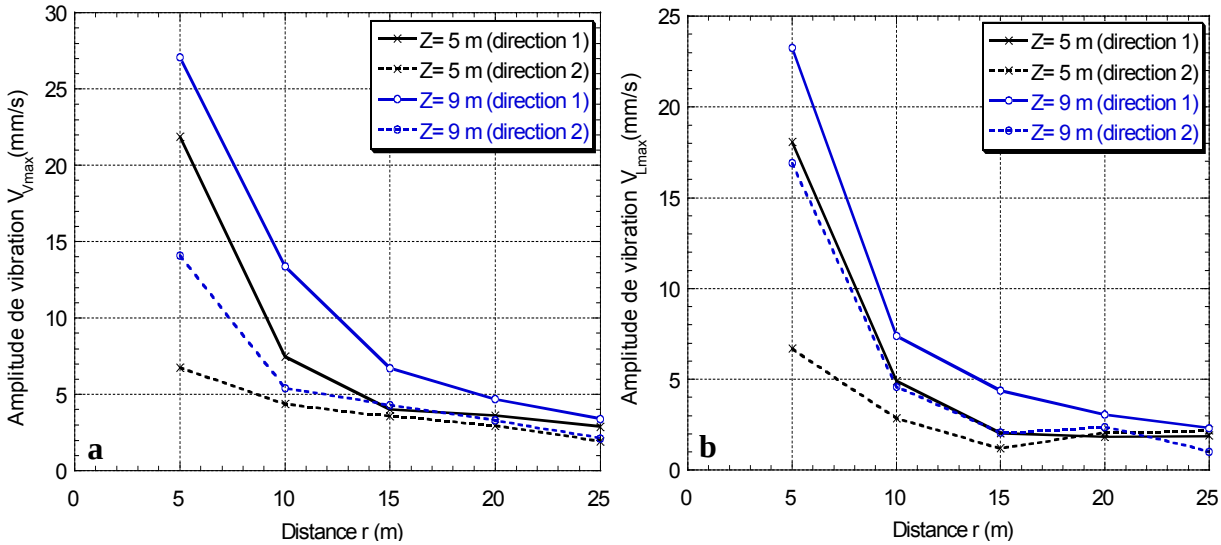



Figure 2.64: Influence de la présence du rideau de palplanches sur les vibrations induites :
a) Composante verticale $V_V$ b) Composante longitudinales $V_L$.

On constate que :

- La présence du rideau réduit considérablement l'amplitude des vibrations derrière le rideau. Cette réduction peut être due à la différence de rigidité entre le rideau en acier et le sol environnant. Cette différence induit une réflexion d'une partie des ondes à l'interface ce qui a pour conséquence une diminution de l'amplitude des vibrations derrière le rideau.

- La diminution d'amplitude est plus importante dans la direction verticale que dans la direction longitudinale. À titre d'exemple, pour un enfoncement du pieu Z = 9m l'amplitude maximale des vibrations derrière le rideau (r = 5m) décroît d'environs 48% dans la direction verticale et d'environs 27% dans la direction longitudinale.

On peut conclure que l'existence du rideau de palplanches réduit d'une manière significative l'amplitude des vibrations. En cas de battage, cette diminution est plus importante pour la composante verticale que pour la composante longitudinale.

## 2.8. CONCLUSIONS

Dans ce chapitre nous avons présenté une analyse des vibrations mesurées à la surface du sol lors de deux essais de battage à Merville: le battage d'un tube ϕ508mm (pieu 1) et le battage d'une paire de palplanches AU16 (palplanches 1). Les résultats obtenus pour les deux essais sont semblables. Les signaux temporels et les spectres des trois composantes des



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

vibrations mettent en évidence l'existence de plusieurs ondes de vitesses et fréquences différentes. Ainsi, les mesures ont été analysées selon deux approches. La première 'approche conventionnelle' consiste à analyser le signal temporel total enregistré sur terrain. La seconde 'approche avancée' consiste à séparer les ondes dans le signal total et analyser chaque onde séparément.

L'analyse par l'approche conventionnelle a montré que l'amplitude de chacune des trois composantes de vibration diminue avec la distance. Dans la seconde partie des courbes d'atténuation ($r > \lambda_R$), la composante verticale est dominante. Dans la première partie des courbes et pour des valeurs relativement élevées d'enfoncement, l'amplitude de la composante longitudinale peut être du même ordre et même plus importante que celle de la composante verticale. L'amplitude de la composante transversale $V_T$ est très faible et peut être négligée.

La relation empirique proposée par Attewelle & Farmer peut être utilisée pour prédire l'amplitude de la composante verticale à partir d'une certaine distance du pieu ($r \approx \lambda_R$).

L'équation d'atténuation de Bornitz (en négligeant l'amortissement matériel : $\alpha = 0$) donne une bonne précision. Elle donne des valeurs du coefficient d'amortissement géométrique n de l'ordre de (1,2 – 1,4) qui désignent plutôt des ondes de volume. La seconde approche qui consiste à interpréter les mesures en terme de propagation des ondes de surface ($n = 0,5$) donne des résultats imprécis. Par ailleurs, les courbes d'atténuation montrent une diminution de l'amplitude proportionnelle à $1/r^2$ (onde de volume en champ proche) près de la source ($r \leq \lambda_R$) et proportionnelle à $1/r$ (onde de volume en champ lointain) et puis $1/\sqrt{r}$ (onde de surface) lors que la distance augmente. Ainsi, l'atténuation des mesures est incompatible avec un seul type d'onde.

L'amplitude des vibrations normalisées dans la seconde partie des courbes d'atténuation varie peu avec la profondeur de battage Z.

L'existence du rideau de palplanches réduit les vibrations transmises par le sol, en particulier dans la direction verticale.

L'analyse par la méthode Slant Stack des mesures a permis de déterminer les différentes ondes dans les signaux mesurés et les caractéristiques de dispersion de chaque onde. On peut distinguer l'existence de traces de deux ondes sur les mesures $V_V$ et $V_L$. La première onde (onde 1) est une onde de cisaillement S observée à la surface (pour $V_V$ ) et une combinaison du second mode des ondes de surface $R_2$ et d'une onde de volume (P ou S selon la profondeur de battage Z) (pour $V_L$). La seconde onde (onde 2) est le premier mode des ondes de surface $R_1$ (pour $V_V$ et $V_L$). Pour l'onde 1, l'amplitude de la composante verticale est supérieure à celle de la composante longitudinale. Pour l'onde 2 (onde $R_1$), après la formation complète de l'onde ($r > \lambda_R \approx 11$m), l'amplitude de $V_V$ est nettement supérieure à celle de $V_L$. Ainsi, pour les deux ondes 1 et 2, l'amplitude de $V_V$ domine largement dans la seconde partie ($r > \lambda_R$). Par ailleurs, le rapport des amplitudes des ondes 1 et 2 varie en fonction de la distance *r* et de l'enfoncement du pieu Z. À faible distance ($r < \lambda_R$) et pour tout enfoncement *Z*, l'amplitude de la l'onde 1 est supérieure à celle de l'onde 2 (onde $R_1$) qui n'est pas encore complètement formée. Avec l'augmentation de la distance ($r > \lambda_R$), l'onde 2 est formée et le rapport d'amplitude des deux ondes dépend de la profondeur Z. À faible enfoncement (i.e. Z = 3m), l'onde 2 domine largement l'onde 1 le long de la distance étudiée (r = 10 à 45m) parce que l'analyse des mesures de la composante dominante ($V_V$) ne montre l'existence de l'onde 1



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

(onde S) qu'à partir d'un certain enfoncement (Z = 3,5m selon le tableau 2.6). À partir de cet enfoncement, les amplitudes des deux ondes 1 et 2 s'approchent et même celle de l'onde 1 devient un peu plus grande. Ces conclusions sont représentées dans le tableau récapitulatif ci-dessous.

L'importance de ces conclusions c'est qu'elles peuvent être généralisées pour n'import quel terrain à condition de vitesse croissante avec la profondeur. Elles permettent de prévoir l'onde et la composante dominante à chaque distance et pour chaque enfoncement et par conséquence de prévoir les mesures nécessaires à effectuer et les coefficients d'amortissement à utiliser.

| | | Zone proche du pieu **($r \leq \lambda_R$)** | | Zone intermédiaire **($r > \lambda_R$)** | | Zone éloignée du pieu **($r >> \lambda_R$)** | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $V_V$ | $V_L$ | $V_V$ | $V_L$ | $V_V$ | $V_L$ |
| Onde 1 | Type d'onde | **S** | **$R_2$ + P ou S** | **S** | **$R_2$ + P ou S** | **S** | **$R_2$ + P ou S** |
| | Atténuation | $1/r^2 - 1/r$ | $1/r^2 - 1/r$ | $1/r - 1/\sqrt{r}$ | $1/r - 1/\sqrt{r}$ | $1/r - 1/\sqrt{r}$ | $1/r - 1/\sqrt{r}$ |
| | Composante dominante | **$V_V$** | | **$V_V$** | | **$V_V$** | |
| Onde 2 | Type d'onde | L'onde de surface est en cours de formation | | **$R_1$** | **$R_1$** | **$R_1$** | **$R_1$** |
| | Atténuation | | | $1/\sqrt{r}$ | $1/\sqrt{r}$ | $1/\sqrt{r}$ | $1/\sqrt{r}$ |
| | Composante dominante | | | **$V_V$** | | **$V_V$** | |
| Onde dominante | | (pour tout Z) : Onde 1 **(onde S)** | | Z ≤3 m: onde 1<**onde 2 (onde $R_1$)**<br>Z > 3m: **onde 1**>onde 2 **(onde S)** | | (pour tout Z) : Onde 2 | |

Tableau 2.8 : Résultats de l'analyse par Slant Stack des vibrations induites par le battage de pieux.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

# CHAPITRE 3 :
# MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES VIBRATIONS INDUITES PAR LE BATTAGE DE PIEUX



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

## 3.1. INTRODUCTION

L'analyse bibliographique a montré que le problème des vibrations induites par le battage de pieux est fort complexe. Cette complexité est due à l'existence de différents types d'ondes qui se propagent et suivent des trajets complexes, en particulier dans les sols hétérogènes. Dans des tels sols, les ondes subissent des réfractions et des réflexions aux interfaces; leurs amplitudes sont modifiées par les structures géologiques traversées, ce qui peut influencer les vibrations arrivant à la surface du sol.

Les relations empiriques d'atténuation servent principalement à prévoir l'amplitude de la composante verticale des vibrations dues au battage de pieux dans des sols homogènes (Svinkin *et al.*, 2000). En cas de battage dans des configurations complexes, une analyse plus fine est exigée. La recherche bibliographique montre qu'il y a très peu de travaux de modélisation des vibrations induites par le battage de pieux. En fait, la plupart des travaux (Dali 1992, Mabsout *et al.*, 1995 et 1999, Liyanapathirana *et al.*, 2001, Mabsout & Sadek 2003, Sheng *et al.*, 2005, etc.) ont concerné le procédé de battage.

Ramshaw, *et al.* (1997 et 1998) ont utilisé le programme d'éléments finis ABAQUS pour modéliser les vibrations induites dans le sol par le battage de pieux. Leur modélisation qui n'a pris en compte ni le glissement à l'interface pieu-sol ni le comportement plastique du sol à la pointe du pieu a permis de reproduire correctement la transmission des différents types d'ondes dans un milieu élastique. La comparaison des vibrations mesurées et calculées à la surface du sol a montré une surestimation de l'amplitude des vibrations calculées. Cette surestimation a été expliquée partiellement par l'amortissement matériel qui n'a pas été pris en compte. La variation des caractéristiques du sol avec la profondeur n'a pas été considérée.

## 3.2. MODÉLISATION DE LA FORCE DE BATTAGE

La modélisation de battage de pieux par éléments finis exige la connaissance de la force appliquée à la tête du pieu. Mabsout *et al.*, (1995 et 1999) et Mabsout & Sadek (2003) ont utilisé une courbe expérimentale de battage (force–temps) disponible dans la littérature pour la force. Des solutions analytiques pour différents modèles de pieu-marteau ont été présentées dans la litérature (Parola 1970, Holeyman 1984, Iwanoski & Fisher 1985, Warrington 1987, Randolph 1991, Koten 1991, Deeks & Randolph 1993, Take *et al.*, 1999). En observant différentes courbes (force-temps) mesurées ou calculées, la charge provoquée par la chute du mouton sur le pieu peut être modélisée par une demi-onde sinusoïdale de courte durée. D'après Svinkin (1992), la fréquence de cette force peut être calculée par la relation suivante :

$$f = k\frac{\zeta . C_P}{2\pi L_P} \qquad \text{(Eq. 3.1)}$$

Avec $\zeta$ est un facteur d'ajustement (Tab. 3.1), $C_P$ est la vitesse de propagation d'onde de compression dans le pieu, $L_P$ est la longueur du pieu, k est un coefficient numérique dont la valeur dépend du type du pieu battu et de l'étape de battage (fin d'enfoncement initial ou début de re-battage) (i.e. pour pieu en béton : k = 0,4 à la fin de l'enfoncement initial et k=0,5 au début de re-battage; pour pieu métallique: k = 0,95 à la fin de l'enfoncement initial et k=1,15 au début de re-battage).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

| η | 0,01 | 0,1 | 0,3 | 0,5 | 0,7 | 0,9 | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 3,0 | 4,0 | 5,0 | 10,0 | 20,0 | 100 | ∞ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ζ | 0,1 | 0,32 | 0,52 | 0,65 | 0,75 | 0,85 | 0,86 | 0,98 | 1,08 | 1,2 | 1,27 | 1,32 | 1,42 | 1,52 | 1,57 | π |

Tableau 3.1 Valeurs du coefficient d'ajustement ζ pour estimer la fréquence de l'onde de compression générée par la chute du marteau à la tête du pieu (Svinkin 2004).
(η: le rapport (poids du pieu/poids du marteau))

L'application de cette équation sur l'essai de battage du pieu 1 présenté dans le chapitre précédent (k = 1,15 ; $L_P$ = 12,5 m ; $C_P$ = 5189 m/s ; η = 0,22 ; ζ = 1,1) donne f = 84 Hz (durée du choc = 1/2f = 0,06s) qui correspond à la durée notée sur la courbe réelle (pression – temps) mesurée à la tête du pieu1 (Fig. 3.1).

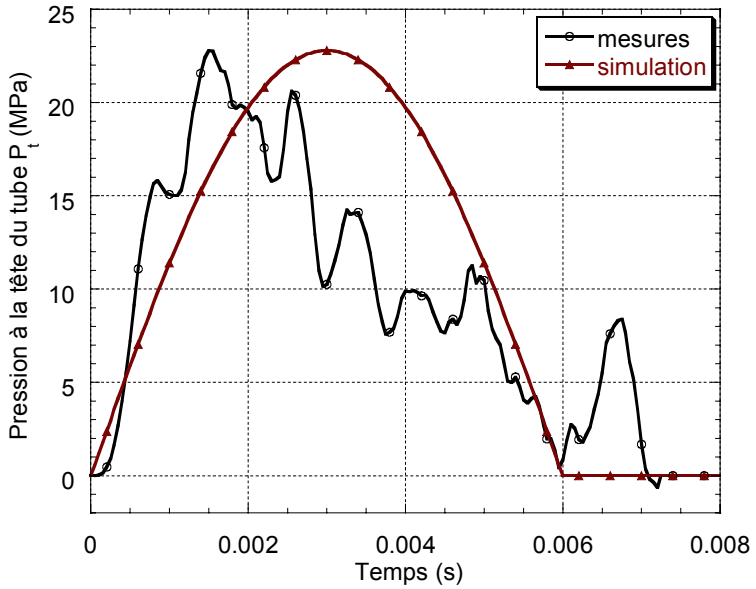



Figure 3.1 : Forec appliquée à la tête du tube ϕ508mm battu à Merville (Z = 9m).

Dans ce chapitre, nous présentons une étude numérique à l'aide de la méthode des éléments finis des vibrations induites dans le sol par le battage de pieux. Le modèle numérique adopté sera validé par comparaison avec les mesures in situ présentées dans le chapitre précédent avant qu'il soit utilisé pour réaliser cette étude.

## 3.3. MODÈLE NUMÉRIQUE ET PROGRAMMES DE CALCUL

### 3.3.1. Discrétisation par éléments finis

La discrétisation par éléments finis des équations régissant le problème d'interaction sol-pieu sous chargement dynamique conduit au système d'équations suivant :

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=\{F\} \qquad \text{(Eq. 3.2)}$$

Où :

- [M], [C] et [K] sont respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité;
- le vecteur F représente le chargement extérieur exercé sur le système sol-pieu ;



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

- $u$, $\dot{u}$, $\ddot{u}$ désignent respectivement les vecteurs déplacement, vitesse et accélération aux nœuds du maillage.

L'amortissement est pris en considération par la formulation de Rayleigh (Clough & Penzien 1993). Avec cette formulation, la matrice d'amortissement [C] est construite par une combinaison des matrices de rigidités [K] et de masse [M] sous la forme :

$$[C] = a_M [M] + a_K [K] \qquad \text{(Eq. 3.3)}$$

$a_M$ et $a_K$ sont des coefficients dépendant des caractéristiques d'amortissement du matériau. Cette construction conduit à un facteur d'amortissement $\xi$ qui s'exprime comme la somme d'un terme proportionnel à la fréquence et d'un terme inversement proportionnel à la fréquence, soit pour l'i$^{ème}$ mode de vibration :

$$\xi_i = \frac{a_M}{2\omega_i} + \frac{a_K \omega_i}{2} \qquad \text{(Eq. 3.4)}$$

$\xi_i$ représente le taux d'amortissement pour le mode numéro *i*. Massarsch (1992) a proposé la valeur typique $\xi = 5\%$ pour les vibrations élastiques du sol.

Ce modèle est integré dans les deux codes de calcul par éléments finis utilisés dans ce travail, à savoir PECPLAS (Shahrour 1992, Ousta 1998) et ABAQUS©.

## 3.3.2. Maillage et discrétisation temporelle

### Critère de discrétisation géométrique (choix de Δx)

Le choix des dimensions des éléments du maillage est très important car les grands éléments vont filtrer les hautes fréquences, par contre, les petits éléments peuvent provoquer l'instabilité numérique aussi bien qu'exiger des ressources informatiques considérables (Zerwer *et al.*, 2002).

Le maillage doit garantir une transmission correcte des ondes dans le domaine. Une étude réalisée par Kuhleyemer & Lysmer (1973) a montré que le maillage utilisé dans les problèmes de propagation doit vérifier la condition suivante :

$$\Delta x_{max} \leq \frac{1}{8}\frac{C_s}{f_{max}} \qquad \text{(Eq. 3.5)}$$

$\Delta x_{max}$ et $f_{max}$ désignent respectivement la dimension maximale de l'élément et la fréquence la plus élevée à transmettre, $C_s$ est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement.

En général, on divise le système pieu/sol en éléments dont la dimension minimale $\Delta x_{max}$ ne dépasse pas le rapport ($\lambda_{min}/10$) avec $\lambda_{min}$ est la longueur minimale des ondes (Moreaux 1997).

### Critère de discrétisation temporelle (choix de Δt)

Le pas de temps Δt doit être soigneusement choisi pour assurer la stabilité numérique (notamment pour les méthodes explicites) et la précision de résolution. L'instabilité



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

numérique peut causer la divergence de la solution si l'incrément de temps est trop grand. Au contraire, un incrément de temps très court peut causer des oscillations (le phénomène de Gibb). L'incrément de temps $\Delta t$ peut être exprimé en fonction de la dimension d'éléments du maillage $\Delta x$ et de la vitesse de propagation de l'onde la plus vite $C_p$ par la relation suivante (Zerwer *et al.*, 2002):

$$\frac{1}{10}\frac{\Delta x}{C_p} \leq \Delta t \leq \frac{\Delta x}{C_p} \qquad \text{(Eq. 3.6)}$$

Cette relation postule que le pas de temps $\Delta t$ est déterminé de telle façon que l'onde incidente ne puisse pas parcourir plus que la longueur d'un élément pendant un temps égal à $\Delta t$ (Bowels 1988).

La discrétisation temporelle est effectuée par le schéma implicite de Newmark (dans PECPLAS) et par le schéma d'intégration explicite par différences centrées (dans ABAQUS©).

### 3.3.3. Conditions utilisées

Le pieu est supposé homogène élastique isotrope. Le comportement du sol est supposé élastique linéaire avec un amortissement visqueux de type Rayleigh. Le maillage par éléments finis du pieu et du sol environnant est effectué en utilisant des éléments quadrilatères axisymétriques. Le contact entre le pieu et le sol est considéré parfait (pas de glissement à l'interface pieu/sol).

Afin de réduire la réflexion des ondes aux frontières du modèle, ces frontières doivent être suffisamment éloignées du pieu. Ainsi, la longueur et la profondeur du modèle sont choisies pour éviter l'interférence des ondes réfléchies et les ondes incidentes dans la fenêtre étudiée. Une autre approche consiste à utiliser des éléments infinis (disponible dans ABAQUS) pour discrétiser la zone lointaine du pieu.

### 3.3.4. Paramètres exigés pour le calcul

En plus de la fonction de charge appliquée à la tête du pieu battu et les paramètres de discrétisation, le calcul nécessite la connaissance de:

- la géométrie du pieu : longueur totale $L_P$, longueur de la partie enfoncée dans le sol Z et diamètre $D_P$;
- les caractéristiques du matériau du pieu : module d'Young $E_p$, coefficient de Poisson $\nu_p$ et masse volumique $\rho_p$; et
- les caractéristiques des couches du sol: module de Young $E_S$, coefficient de Poisson $\nu_S$, coefficients d'amortissement de Rayleigh $a_M$ et $a_K$ et masse volumique $\rho_S$.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

## 3.4. VALIDATION

Cette section présente une vérification du modèle numérique sur l'essai de battage du pieu1. Cet essai a été présenté dans le chapitre précédent.

La comparaison des résultats numériques avec les mesures a été effectuée pour différents enfoncements du pieu. Nous présentons les résultats obtenus pour l'enfoncement Z = 9m. La configuration pieu-sol étudiée est illustrée dans la figure 3.2. Le terrain est constitué d'une couche superficielle (de 0 à 2,25 m ) des limons avec une croûte durcie due aux cycles d'humidification/dessiccation. La 2ème couche (de 2,25 à 42 m) est constituée de l'argile des Flandres dont les propriétés géotechniques augmentent linéairement avec la profondeur (voir 2.2). Le sol dans le modèle est divisé en plusieurs couches. L'épaisseur des couches est faible pour décrire la variation des propriétés des sols avec la profondeur. Le coefficient de Poisson du sol est constant ($\nu_S$ = 0,3).

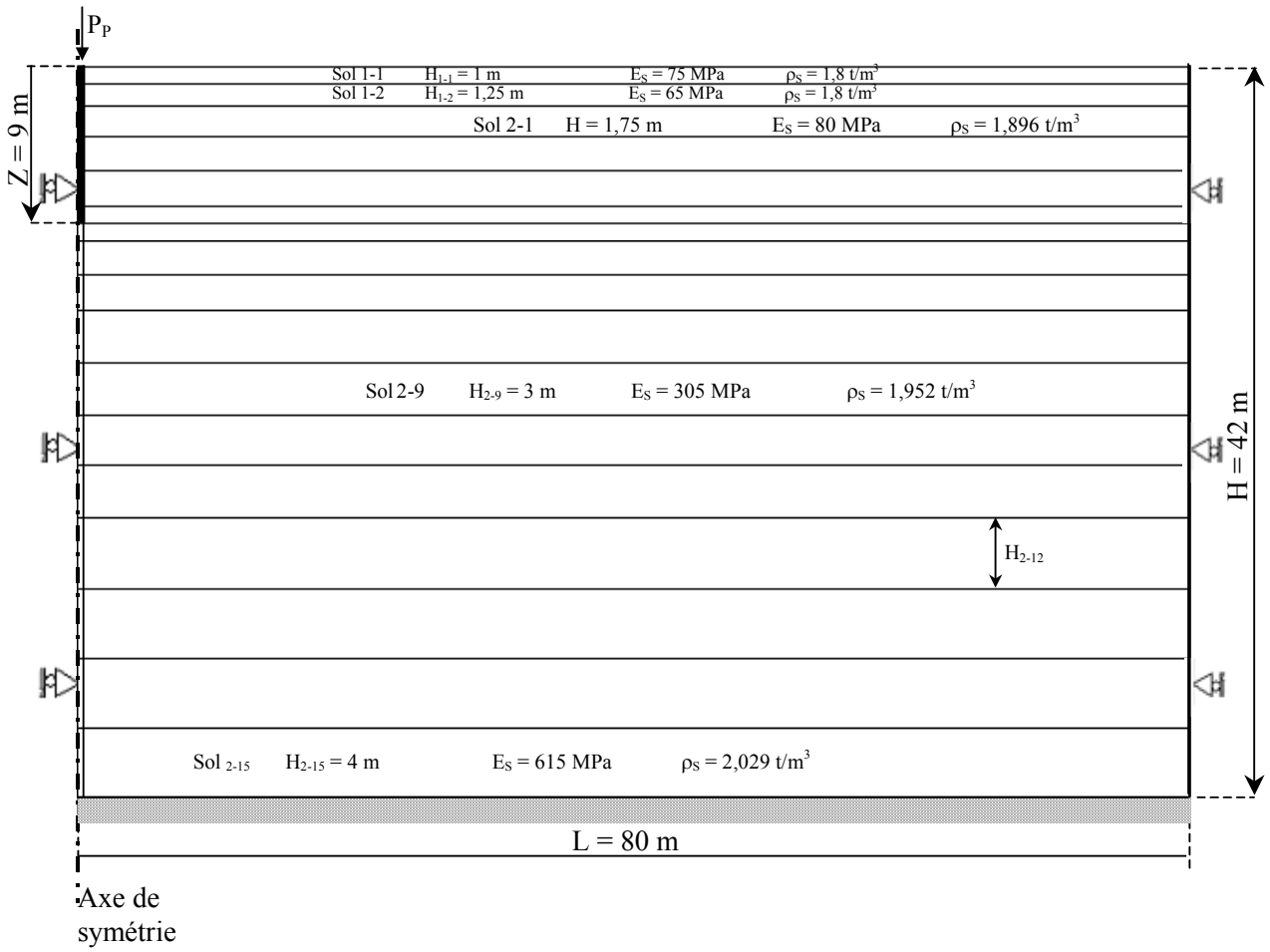



Figure 3.2 : Configuration utilisée pour la simulation de l'essai de battage du pieu 1 à Merville.

Le tube métallique est modélisé par un pieu circulaire (ϕ500mm) ayant des propriétés équivalentes:

$$\rho_P = \rho_t \cdot \frac{S_t}{S_P} \quad \text{et} \quad E_P = E_t \cdot \frac{S_t}{S_P} \qquad \text{(Eqs. 3.7)}$$



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Où $\rho_t$ = 7,8 t/m$^3$ est la masse volumique, $E_t$ = 210 GPa est le module d'Young et $S_t$=0,02323 m² est la section du tube ouvert. Le maillage du pieu et du sol est effectué en éléments carrés de dimension 0,25m. La pression moyenne $P_t$ des mesures de pression effectuées par les deux jauges de déformation installées en tête du tube est normalisée de la même manière (multiplication par $S_t/S_P$) pour avoir la pression uniformément repartie $P_P$ sur la tête du pieu.

La figure 3.3 présente un exemple des résultats obtenus. Elle montre une comparaison des mesures de la composante verticale de vibration mesurée à la surface du sol à 5 et 25m du pieu 1 avec la modélisation numérique pour un facteur d'amortissement $\xi$ = 8%.

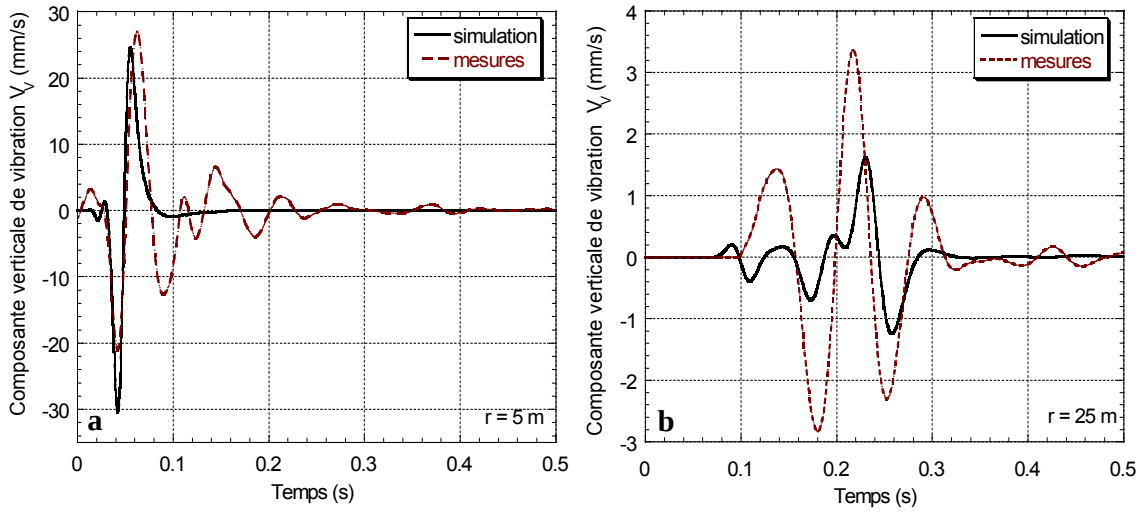



Figure 3.3 : Comparaison entre les signaux mesurés et calculés de la composante verticale, enfoncement Z = 9m:
a) r = 5m b) r = 25m.

Du côté qualitatif, on constate une bonne concordance entre la forme des signaux prédits par le modèle et celle des signaux mesurés sur terrain dans la zone proche du pieu (r = 5m). Mais, on note une mauvaise concordance en champ lointain (r = 25m). Les signaux mesurés montrent encore d'autres vibrations mineures, ce qui peut être dû au rebondissement du marteau ou à d'autres sources de vibration sur le site. Du côté quantitatif, on constate une bonne prévision de l'amplitude des vibrations près du pieu (r = 5m) et une sous-estimation de l'amplitude loin du pieu (r = 25m). Cette sous-estimation peut être expliquée à partir de l'analyse présentée dans le chapitre précédent. En effet, on a mis en évidence que les courbes d'atténuation des mesures peuvent être divisées en deux parties. L'atténuation dans la première partie ($r \leq \lambda_R$) est plus importante que celle dans la seconde partie. Ainsi, si la calibration du modèle près du pieu s'effectue avec un certain facteur d'amortissement ($\xi$ = 8%), la calibration loin du pieu doit s'effectuer avec un facteur d'amortissement inférieur au précédent. Pour confirmer ce constat, nous avons comparé pour différents enfoncements du pieu les courbes d'atténuation expérimentales avec les courbes numériques calculées pour différentes valeurs du facteur $\xi$. La figure 3.4 présente les résultats obtenus lorsque le pieu est enfoncé à Z = 9m. Dans la première partie des courbes d'atténuation ($r \leq \lambda_R \approx$ 11m), on constate une bonne concordance entre les mesures et les calculs pour $\xi$ = 8%. Dans la seconde partie (r > 11m), on constate une bonne concordance entre les mesures et les calculs avec $\xi$ = 5%.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Un calcul a été effectué avec une force d'impact en demi-onde sinusoïdale ayant la même amplitude et durée que la force mesurée (Fig. 3.1). Les résultats obtenus pour enfoncement Z=9m sont présentés dans la figure 3.5. On note que la différence entre les résultats obtenus pour les deux charges est négligeable, ceci indique que la simulation de l'impact par une fonction en demi-onde sinusoïdale est justifiée.

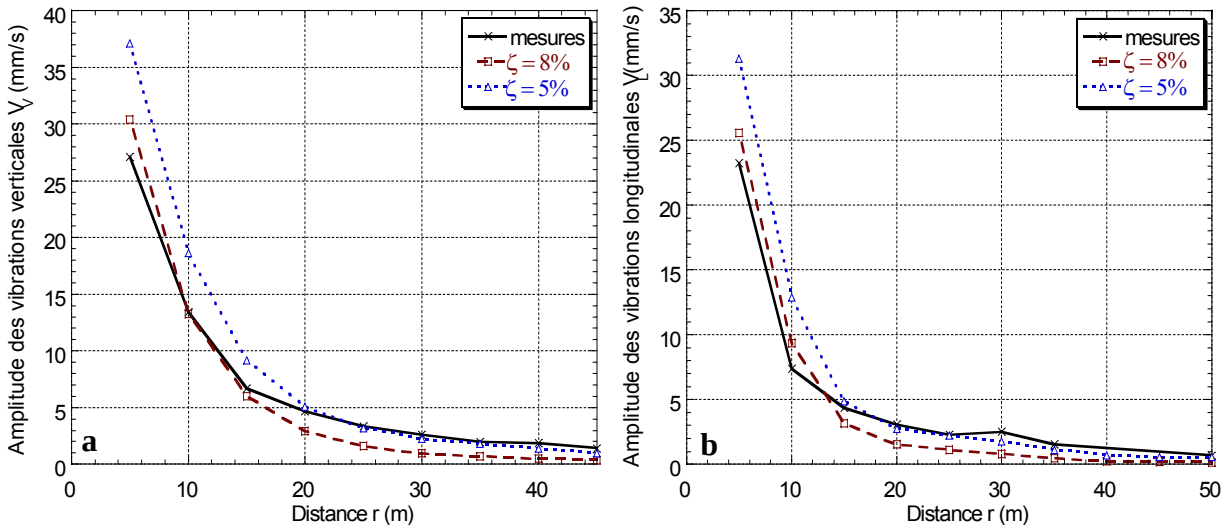



Figure 3.4 : Comparaison entre les courbes d'atténuation mesurées et calculées, enfoncement Z = 9m: a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinale $V_L$.

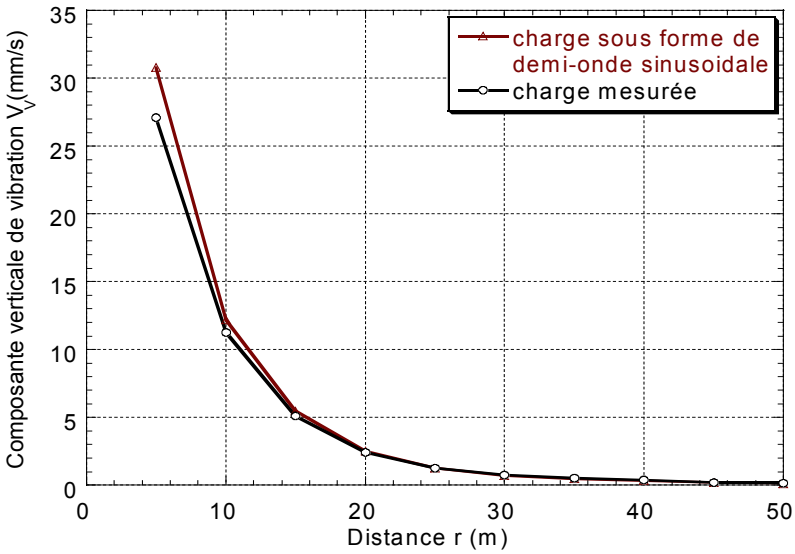



Figure 3.5 : Simulation de l'impact du marteau par une fonction en demi- onde sinusoïdale: courbes d'atténuation.

## 3.5. ÉTUDE DES VIBRATIONS INDUITES PAR LE BATTAGE

Cette section comporte une étude numérique des vibrations induites par le battage de pieux basée sur l'étude de la propagation des ondes. Elle comprend une étude de l'influence des propriétés mécaniques, de la durée de chargement, du battage dans un sol hétérogène (bi-



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

couche), de l'influence de l'enfoncement du pieu, de l'isolation vibratoire par tranchées vides ou remplies et de l'influence des vibrations sur une structure avoisinante.

### 3.5.1. Exemple de référence

L'exemple traité est présenté sur la figure 3.6. Il correspond au battage d'un pieu de 0,6m de diamètre enfoncé à une profondeur Z dans un sol homogène de dimensions LxH=30x30m ayant les caractéristiques suivantes: une masse volumique $\rho_S$ = 1,7 t/m$^3$, un module d'Young $E_S$ = 26 MPa, un coefficient de Poisson $\nu_s$ = 0,3 et un coefficient d'amortissement $\zeta_s$ = 5%. Le maillage du pieu et du sol est effectué en éléments carrés de dimension 0,3m. Le chargement appliqué à la tête du pieu est modélisé par une fonction de charge sous forme de demi-onde sinusoïdale de courte durée (0,02s) ayant une amplitude de 1000 kN.

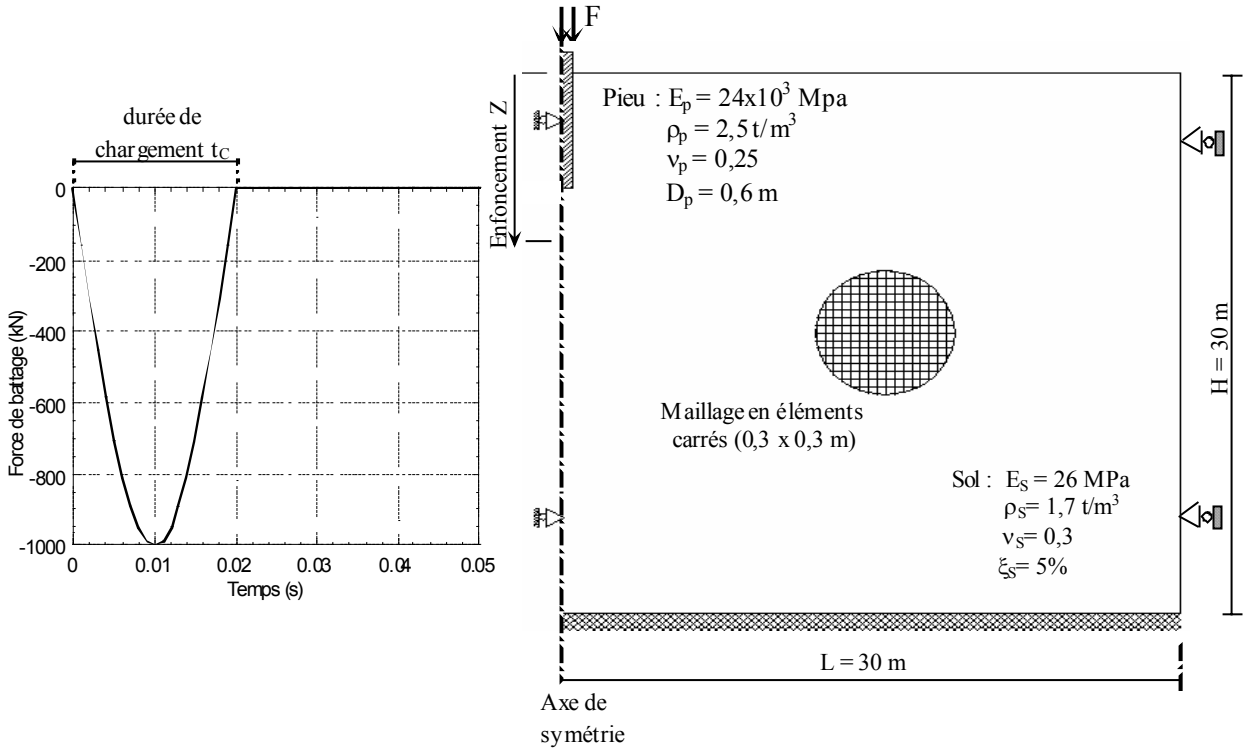



Figure 3.6 : Etude numérique des vibrations: Configuration étudiée.

Pour un enfoncement du pieu Z = 9m, la figure 3.7 donne l'évolution de la composante verticale des vibrations $V_V$ normalisée par rapport à sa valeur maximale ($V_{Vmax}$) en quatre points situés à la surface du sol. On note un bon accord entre le temps d'arrivée de l'onde secondaire (onde de cisaillement et onde de Rayleigh dont les vitesses de propagation sont proches) (ligne pointillée) et l'apparition du mouvement aux quatre points. L'amplitude des vibrations diminue avec la distance du pieu.

Les figures 3.8a et 3.8b montrent l'atténuation de l'amplitude des composantes verticale et longitudinale des vibrations à la surface du sol. On note que :

- Les vibrations dans la direction horizontale sont plus faibles que celles induites dans la direction verticale.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

- Les amplitudes des vibrations verticales et longitudinales diminuent avec la distance du pieu. Le calage mathématique montre que cette diminution peut être exprimée par la relation d'atténuation simplifiée suivante (avec des valeurs très élevées du coefficient de détermination de la courbe de tendance R):

$$V_{max} = a \,.\, e^{-\beta . r} \qquad \text{(Eq. 3.8)}$$

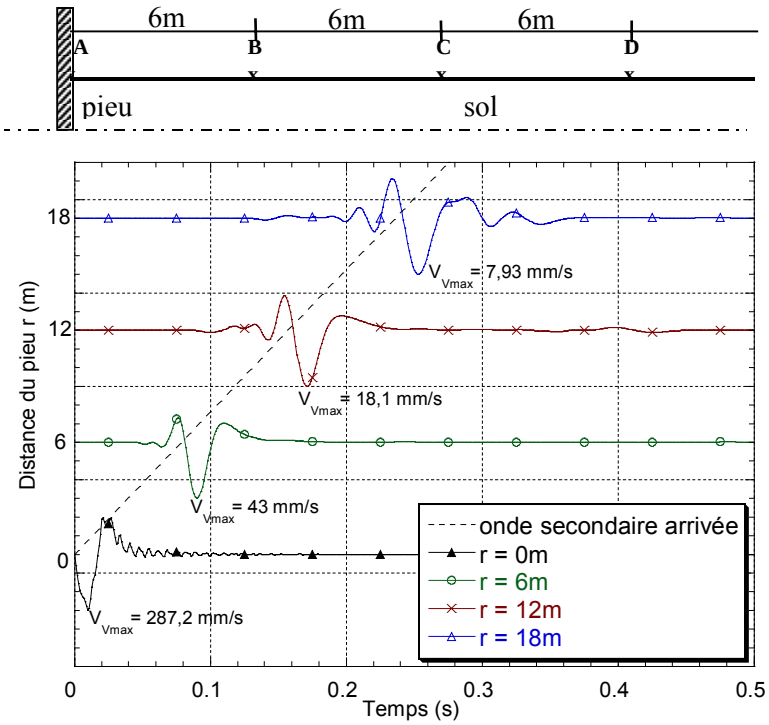



Figure 3.7 : Evolution des vibrations verticales aux points A, B, C et D situés à la surface du sol.

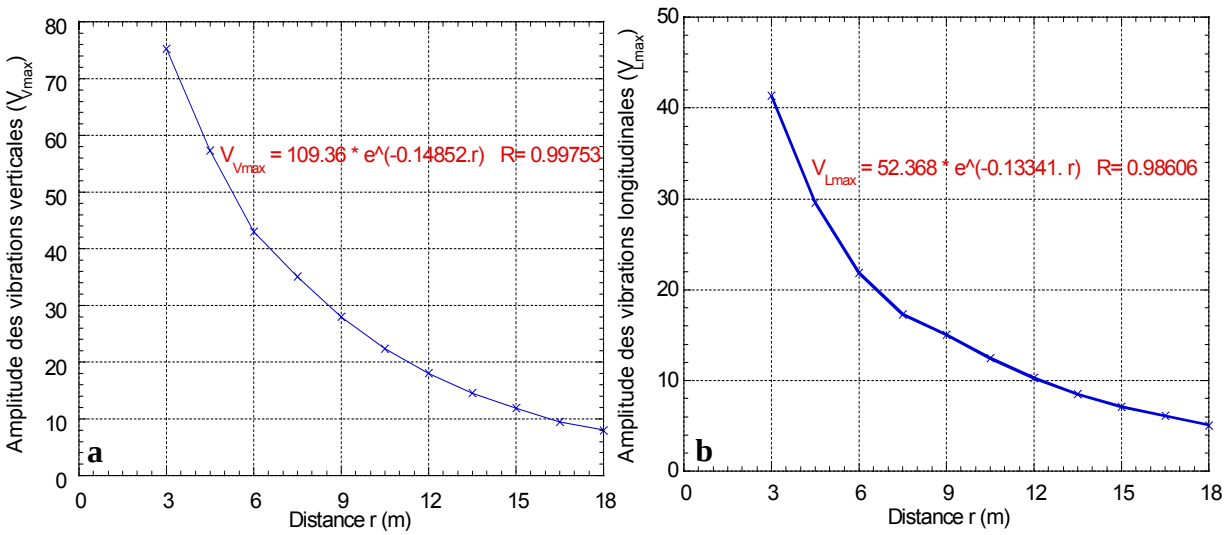



Figure 3.8 : Courbes d'atténuation à la surface du sol pour enfoncement du pieu Z = 9m:
a) Composante verticale $V_V$ b) Composante horizontale $V_L$.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

### 3.5.2. Influence de l'enfoncement du pieu

Pour étudier l'influence de l'enfoncement du pieu sur les vibrations à la surface du sol, nous avons fait le calcul pour différents enfoncements du pieu. Les figures 3.9a et 3.9b illustrent les courbes d'atténuations des vibrations verticales et longitudinales calculées à la surface du sol pour quatre enfoncements du pieu (Z = 4,5 ; 9 ; 13,5 et 18m). On constate une diminution de l'amplitude avec l'enfoncement du pieu. Cette diminution peut être expliquée par l'éloignement de la pointe du pieu (la source des ondes de volume) de la surface du sol.

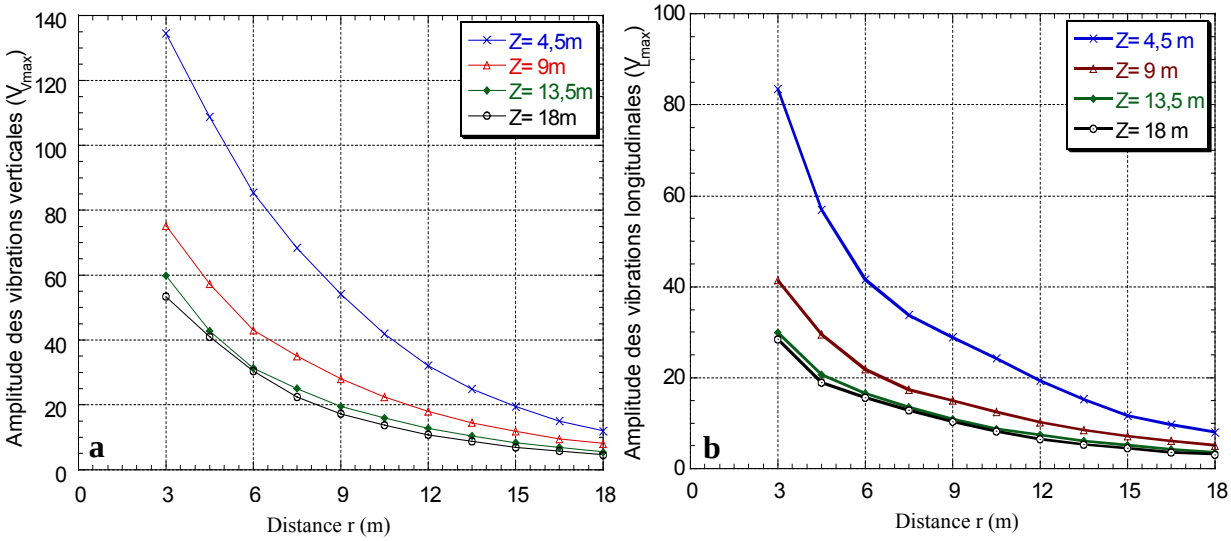



Figure 3.9 : Courbes d'atténuation à la surface du sol pour différents enfoncements du pieu :
a) Composante verticale $V_V$ b) Composante longitudinale $V_L$.

Afin de quantifier ces vibrations, on utilise la relation d'atténuation précédente (Eq. 3.8). Les valeurs des paramètres a et β ont été calculées pour les différents enfoncements du pieu et ceci pour les vibrations induites dans les directions verticale (Fig. 3.9a) et horizontale (Fig. 3.9b). Le tableau 3.2 donne les résultats obtenus.

| Enfoncement du pieu (m) | Composante verticale | | | Composante longitudinale | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | a (mm/s) | β ($m^{-1}$) | R | a (mm/s) | β ($m^{-1}$) | R |
| 4,5 | 228 | 0,164 | 0,9994 | 113 | 0,149 | 0,9876 |
| 9 | 109 | 0,149 | 0,9975 | 52 | 0,133 | 0,9861 |
| 13,5 | 84 | 0,155 | 0,9933 | 39 | 0,137 | 0,9898 |
| 18 | 81 | 0,163 | 0,9975 | 38 | 0,144 | 0,9900 |

Tableau 3.2 : Valeurs des paramètres a et β pour les différents enfoncements du pieu (déterminées à partir des figures 3.9a et 3.9b).

On note que le paramètre β qui contrôle le taux d'atténuation globale varie peu avec l'enfoncement du pieu. A titre d'exemple, ce paramètre ne varie que de 3,4% lorsque l'enfoncement Z croît de 4,5m à 18m. En ce qui concerne le paramètre a, on note une forte dépendance de ce paramètre par rapport à l'enfoncement du pieu. Les variations des paramètres a et β avec l'enfoncement dans la direction longitudinale sont semblables à celles notées dans la direction verticale.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

L'analyse ci-dessus est effectuée en appliquant la même force de battage à la tête du pieu. Mais, en réalité, la résistance du sol à la pénétration du pieu augmente avec la profondeur et le battage devient de plus en plus difficile. Pour surmonter cette difficulté, l'énergie de battage doit être augmentée. Dans ce cas, une étude correcte de l'influence de l'enfoncement du pieu doit prendre en compte le niveau de charge appliquée (voir 2.5.1.2). C'est pourquoi, nous avons repris les courbes d'atténuation présentée dans les figures 3.9a et 3.9b et nous avons normalisé chacune d'entre eux par rapport à l'amplitude de vibration en tête du pieu ($V_{V0max}$). Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 3.10a et 3.10b. On note que les courbes d'atténuation s'approchent, ce qui indique que l'atténuation induite à la surface du sol est quasiment indépendante de l'enfoncement du pieu.

La même étude a été appliquée au cas de battage dans un sol bi-couche (Al Abdeh & Shahrour 2004). On a noté que, quelque soit la superposition des deux couches du sol et leurs rigidités, la relation d'atténuation à la surface du sol varie peu avec l'enfoncement du pieu; ceci est en accord avec les résultats expérimentaux obtenus dans le second chapitre.

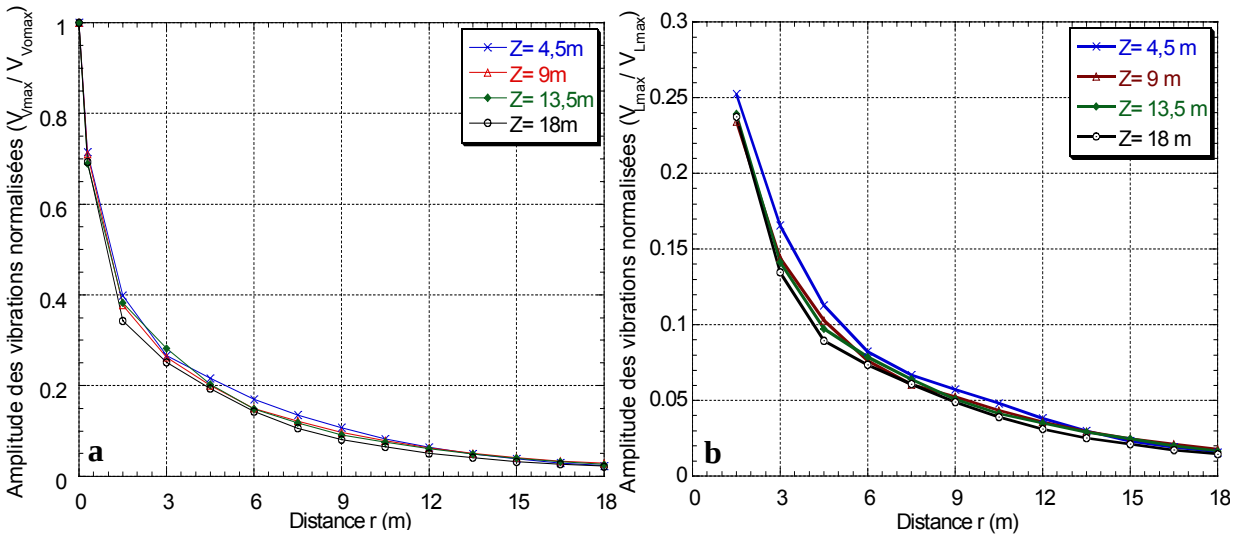



Figure 3.10 : Battage du pieu dans un sol homogène : influence de l'enfoncement du pieu sur les vibrations à la surface du sol (vibrations normalisées) :
a) composante verticale $V_V$ b) composante horizontale $V_L$.

## 3.5.3. Mouvement dans le massif du sol

La configuration pieu-sol étudiée est celle présentée dans la figure 3.6 avec L = H = 21m. Nous étudions la variation avec la profondeur (*d*) de l'amplitude du mouvement (déplacement) du sol et ceci pour différents enfoncements Z du pieu.

La figure 3.11 donne la variation du déplacement horizontal avec la profondeur dans la section située à une distance r = 3$D_P$ de l'axe du pieu ($D_P$ est le diamètre du pieu). On constate une valeur maximale du déplacement à la surface du sol ($D_{Lmax}$= 1,32 ; 0,72 ; 0,54 et 0,47 mm pour Z = 4,5 ; 9 ; 13,5 et 18m, respectivement). Cette valeur diminue avec la profondeur jusqu'à une profondeur de l'ordre de 1,8 ; 5,4 ; 10,2 et 14,4m pour Z = 4,5 ; 9 ; 13,5 et 18m, respectivement (4,5 à 6$D_P$ au-dessus du niveau de la pointe du pieu). Pour ces valeurs, l'amplitude augmente de nouveau avec la profondeur et la courbe ($D_{Lmax}$ – d) montre un second pic à d = 5,4; 9,6; 14,4 et 18,6m (1 à 1,5$D_P$ au-dessous du niveau de la pointe du pieu). Au-delà de cette profondeur, l'amplitude diminue et devient négligeable à certaine profondeur



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

au-dessous de la pointe du pieu (environ 15$D_P$ pour Z = 4,5m). Ces résultats sont en accord avec les résultats de l'étude expérimentale réalisée à Taiwan (Hwang *et al.*, 2001) en ce concerne la forme de la courbe ($D_{Lmax}$ – d).

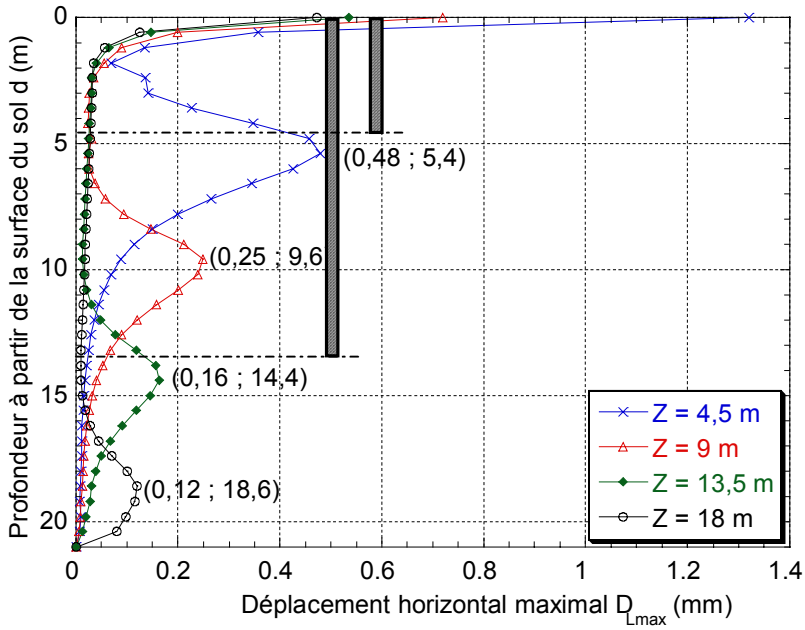



Figure 3.11 : Variation avec la profondeur *d* de l'amplitude du déplacement horizontal $D_{Lmax}$ calculée à une distance r = 3$D_P$ = 1,8m du pieu.

La figure 3.12 montre les résultats obtenus dans les sections situées à r = 3$D_P$, 6$D_P$ et 9$D_P$. Cette figure montre que:

- L'amplitude $D_{Lmax}$ à la surface et à l'intérieur du sol diminue avec la distance du pieu.
- Pour les trois sections, on trouve la forme de la courbe ($D_{Lmax}$ - d) notée ci-dessus: déplacement maximal à la surface, diminution avec la profondeur jusqu'à une profondeur de l'ordre de 4,5 à 6$D_P$, augmentation jusqu'à un pic (1-1,5$D_P$ au-dessous du niveau de la pointe).

La figure 3.13 illustre le profil du déplacement vertical $D_{Vmax}$ dans les trois sections pour deux enfoncements du pieu Z = 9m (Fig. 3.13a) et Z = 13,5m (Fig. 3.13b). On note que:

- L'amplitude $D_{Vmax}$ à la surface et à l'intérieur du sol diminue avec la distance du pieu.
- Pour chacune des trois sections, l'amplitude $D_{Vmax}$ augmente avec d jusqu'à un pic, puis diminue. Dans un premier temps, cette diminution est très faible jusqu'à une profondeur de 5,4 et 10,2m pour enfoncement du pieu de 9 et 13,5m respectivement. Ces valeurs sont proches de celles trouvées pour le déplacement horizontal (4,5 à 6$D_P$ au-dessus de la pointe du pieu). Au-delà de cette profondeur, la diminution de l'amplitude devient forte et ceci jusqu'à une certaine profondeur au-dessous du niveau de la pointe du pieu (d = 15m en cas d'enfoncement Z = 9m).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

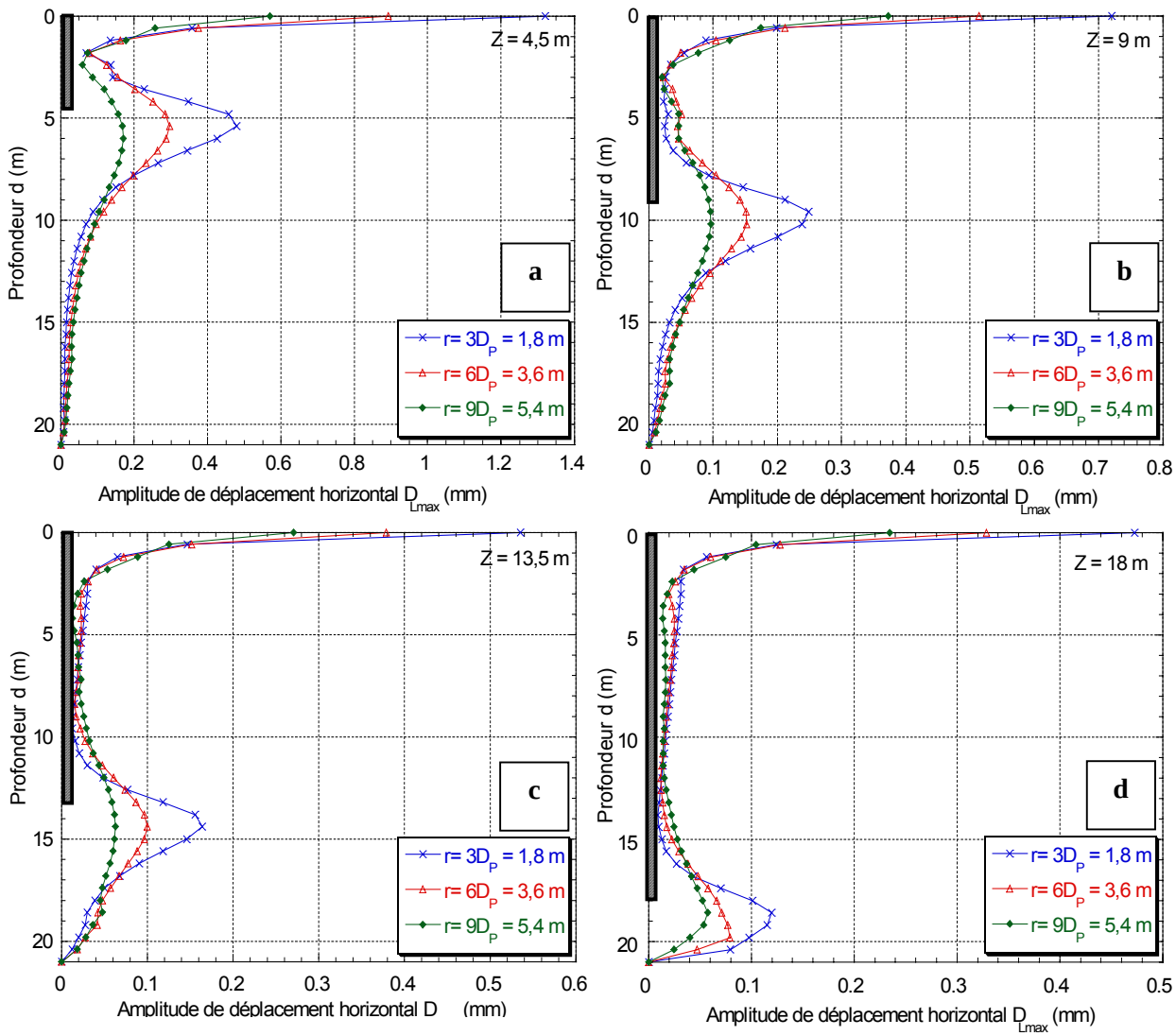



Figure 3.12 : Variation avec la profondeur de l'amplitude du déplacement horizontal $D_{Lmax}$ :
a) Z = 4,5 m b) Z = 9 m c) Z = 13,5 m d) Z = 18 m.

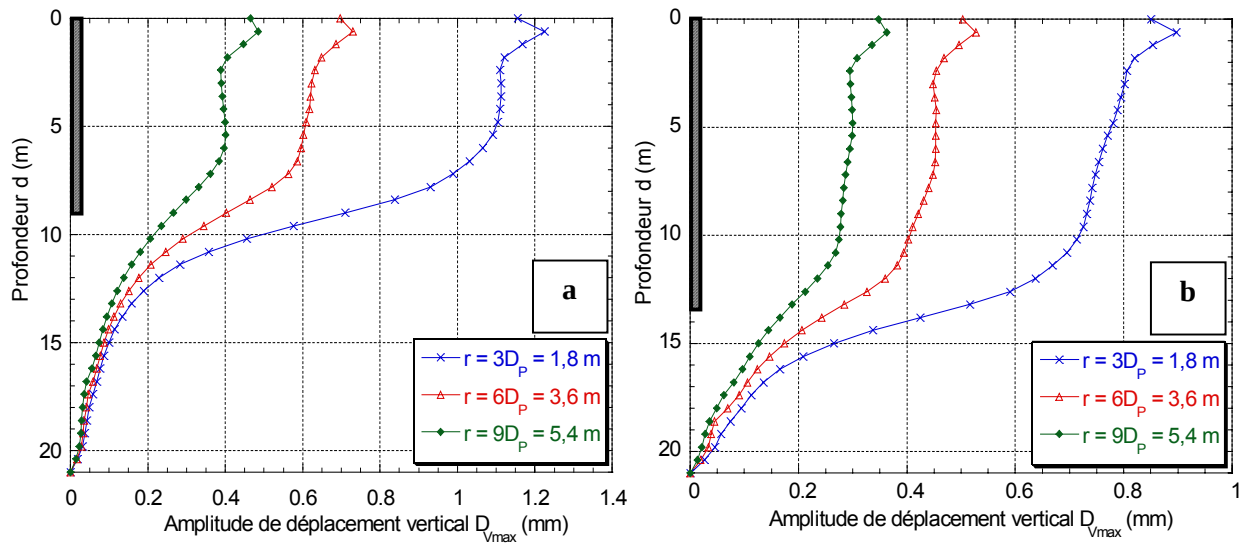



Figure 3.13 : Variation avec la profondeur de l'amplitude du déplacement vertical $D_{Vmax}$:
a) Z = 9 m b) Z = 13,5 m.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

## 3.6. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

L'étude est réalisée sur la configuration présentée dans la figure 3.6. Les résultats sont présentés pour un enfoncement du pieu Z = 9m.

### 3.6.1. Influence de la durée de chargement $t_C$

Les figures 3.14a et 3.14b illustrent les vibrations calculées à une distance r = 6m pour quatre valeurs de la durée de chargement $t_C$ (0,002s; 0,005s; 0,01s et 0,02s qui correspondent à des fréquences de charge de 250Hz, 100Hz, 50Hz et 25Hz, respectivement) et ceci pour la même amplitude de charge (1000 kN). On note que l'effet d'augmenter la durée de chargement (augmentation de l'énergie de battage) conduit à une augmentation de l'amplitude des vibrations.

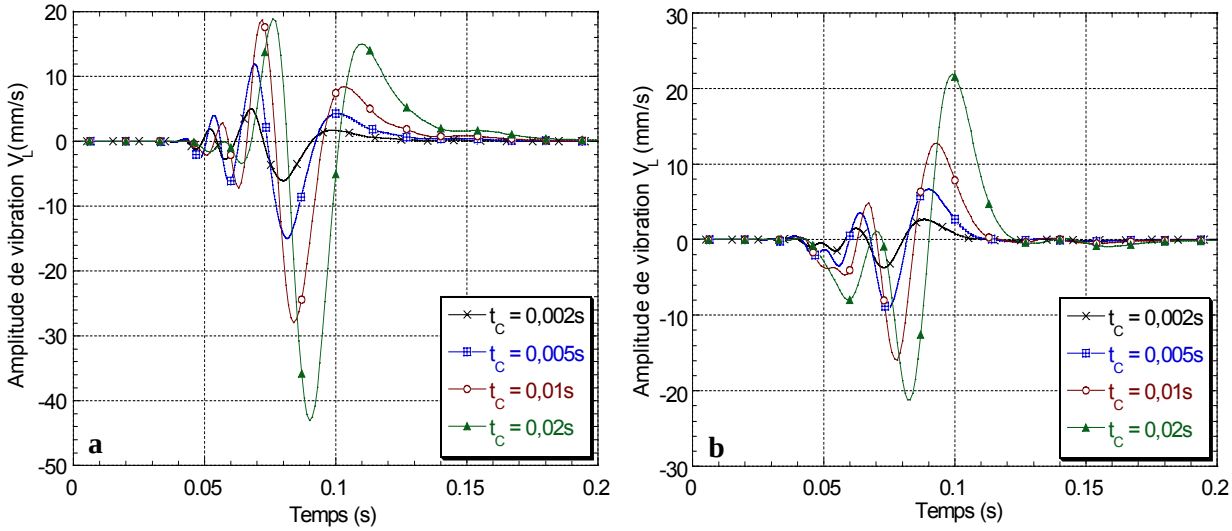



Figure 3.14 : Influence de la durée de chargement $t_C$ sur l'amplitude des vibrations à 6 m du pieu : a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinale $V_L$.

Le tableau 3.3 présente les valeurs de l'amplitude des vibrations pour les différentes durées de chargement étudiées.

| | $t_C$ = 0,002s<br>$f_C$ = 250Hz | $t_C$ = 0,005s<br>$f_C$ = 100Hz | $t_C$ = 0,01s<br>$f_C$ = 50Hz | $t_C$ = 0, 02s<br>$f_C$ = 25Hz |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Vmax}$ (mm/s) | 6,1 | 15,0 | 27,9 | 43,0 |
| $V_{Lmax}$ (mm/s) | 3,7 | 9,1 | 15,9 | 21,9 |

Tableau 3.3: Influence de la durée $t_C$ (ou fréquence $f_C$) de chargement sur l'amplitude des vibrations verticales et longitudinales à la surface du sol à 6m du pieu.

### 3.6.2. Influence des propriétés mécaniques

On présente une étude de l'influence de la rigidité exprimée par la valeur du module d'Young du sol et du pieu ainsi que l'influence du coefficient de Poisson sur l'amplitude des vibrations à la surface du sol.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

### Influence du module d'Young du sol $E_S$

La figure 3.15 illustre les vibrations calculées à la surface du sol à une distance r = 6m pour quatre valeurs de $E_S$ ($E_S$ = 26, 130, 260 et 520 MPa). La rigidité du pieu est constante ($E_P$ = 24 GPa). Cette figure montre que l'augmentation de la rigidité du sol provoque une diminution de l'amplitude des vibrations et une augmentation de la vitesse de propagation des ondes.

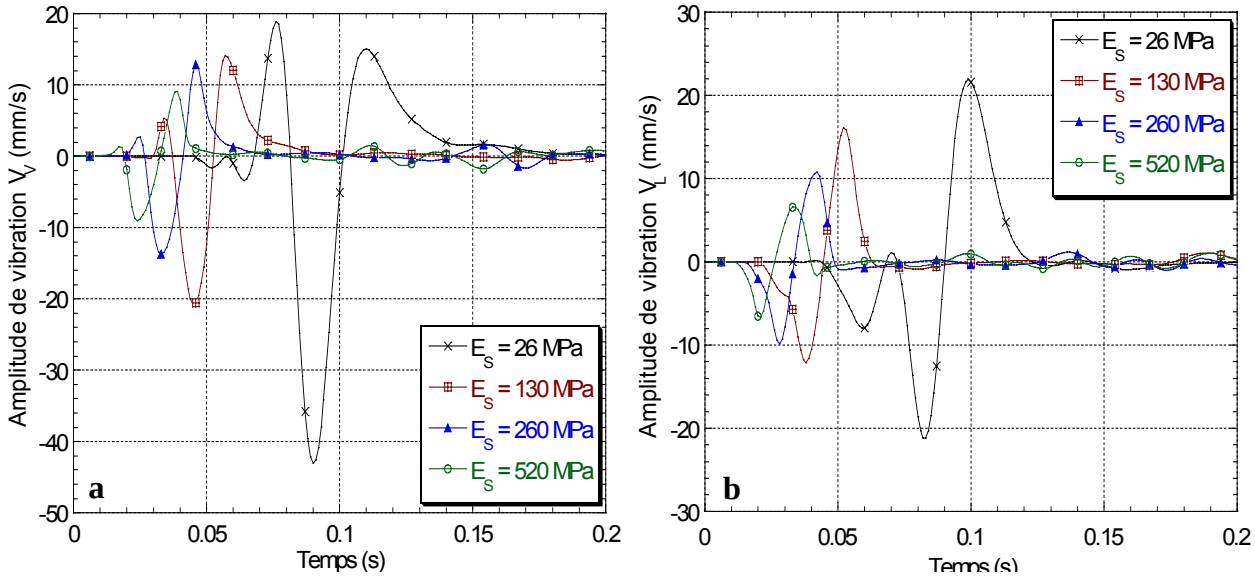



Figure 3.15 : Influence du module d'Young du sol $E_S$ sur l'amplitude des vibrations (r = 6m): a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinale $V_L$.

Le tableau 3.4 présente les valeurs de l'amplitude des vibrations verticale $V_{Vmax}$ et longitudinale $V_{Lmax}$ à 6 m du pieu pour les différentes valeurs du module d'Young $E_S$. On constate que l'amplitude de vibration décroît d'une manière sensible avec le module d'Young.

| $E_S$ (MPa) | 26 | 130 | 260 | 520 |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Vmax}$ (mm/s) | 43,0 | 20,7 | 13,7 | 9,1 |
| $V_{Lmax}$ (mm/s) | 21,9 | 16,1 | 10,8 | 6,6 |

Tableau 3.4: Influence du module d'Young du sol $E_S$ sur l'amplitude des vibrations verticale et longitudinale à la surface du sol (r = 6 m).

### Influence de la rigidité du pieu

Pour étudier l'influence de la rigidité du pieu exprimée par son module d'Young $E_P$, nous avons comparé les courbes d'atténuation obtenues dans le cas de référence ($E_P$ = 24 GPa) avec celles obtenues en multipliant $E_P$ par 10 et 50 ($E_S$= 26 MPa dans tous les cas).

Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 3.16. On note que l'effet d'augmenter la rigidité du pieu de 50 fois n'influence pas l'amplitude des vibrations calculées à la surface du sol.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

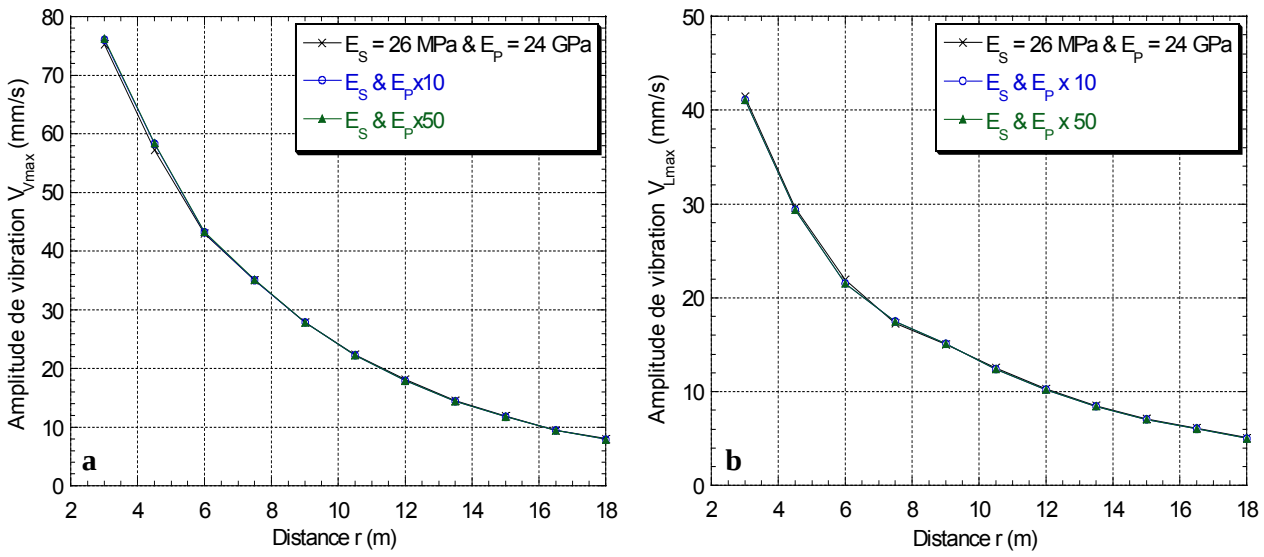



Figure 3.16 : Influence du module d'Young du pieu sur l'amplitude des vibrations à la surface du sol: a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinale $V_L$.

## Influence du coefficient du Poisson du sol $\nu_S$

Les figures 3.17a et 3.17b illustrent les vibrations verticales et longitudinales calculées à une distance r = 6m du pieu pour quatre valeurs du coefficient de Poisson $\nu_S$ (0,05 ; 0,1 ; 0,3 et 0,49). On note que l'effet d'augmenter le coefficient de Poisson du sol conduit à une diminution de l'amplitude des vibrations (amplitude des vibrations verticale $V_{Vmax}$ de l'ordre de 53,6; 52,2; 43 et 33,4 mm/s pour $\nu_S$ = 0,05 ; 0,1 ; 0,3 et 0,49, respectivement).

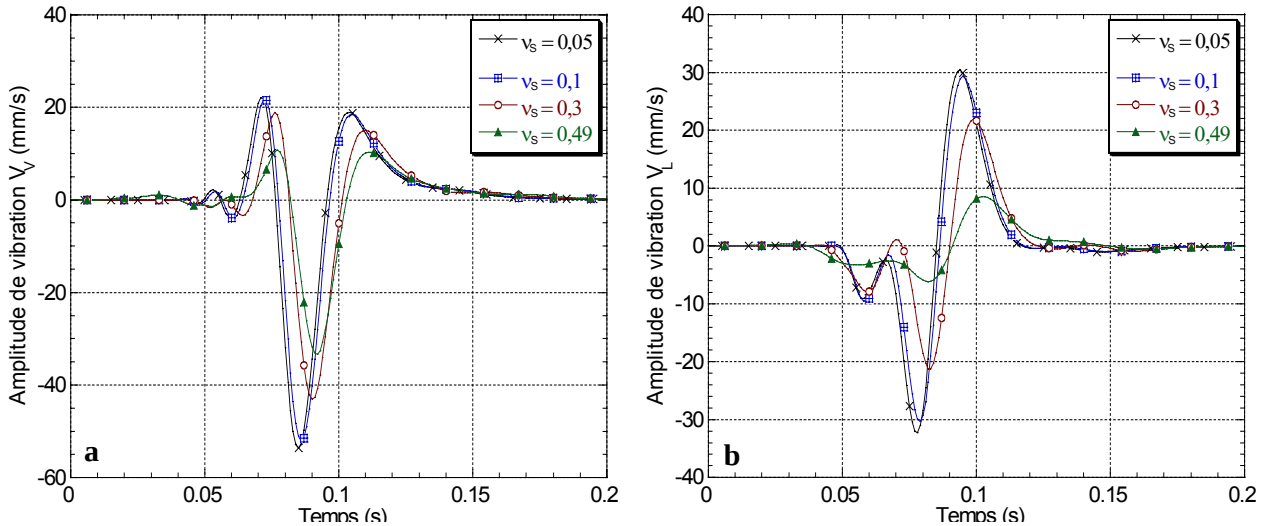



Figure 3.17 : Influence du coefficient de Poisson du sol $\nu_S$ sur l'amplitude des vibrations calculées à 6m du pieu : a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinale $V_L$.

Le tableau 3.5 présente l'influence du $\nu_S$ sur l'amplitude des vibrations verticale $V_{Vmax}$ et longitudinale $V_{Lmax}$.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

| | $\nu_S = 0,05$ | $\nu_S = 0,1$ | $\nu_S = 0,3$ | $\nu_S = 0,49$ |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Vmax}$ (mm/s) | 53,6 | 52,2 | 43 | 33,4 |
| $V_{Lmax}$ (mm/s) | 32,2 | 30,3 | 21,9 | 8,5 |

Tableau 3.5 : Influence du coefficient de Poisson du sol $\nu_S$ sur l'amplitude des vibrations verticales et longitudinales (r = 6m).

### 3.6.3. Vibrations dans un sol bi-couche

L'étude est réalisée sur l'exemple présenté sur la figure 3.18. Il correspond au battage d'un pieu de 0,6m de diamètre dans un sol bicouche. La couche de surface a une épaisseur $H_1$= 10,5 m; elle est caractérisée par un module de Young $E_1$. La seconde couche est caractérisée par un module de Young $E_2$. Les autres caractéristiques sont identiques dans les deux couches: $\nu_S = 0,3$, $\xi_S = 5\%$ et $\rho_S = 1,7$ t/m$^3$. La charge est modélisée par une fonction en demi-onde sinusoïdale de courte durée (0,02 s) ayant une amplitude de 1000 kN.

Les calculs ont été effectués pour différentes valeurs du rapport $E_1/E_2$ lorsque le battage est effectué dans la première couche (Z = 4,5m et Z = 9m) ainsi que dans la deuxième (Z=13,5m et Z = 18m).

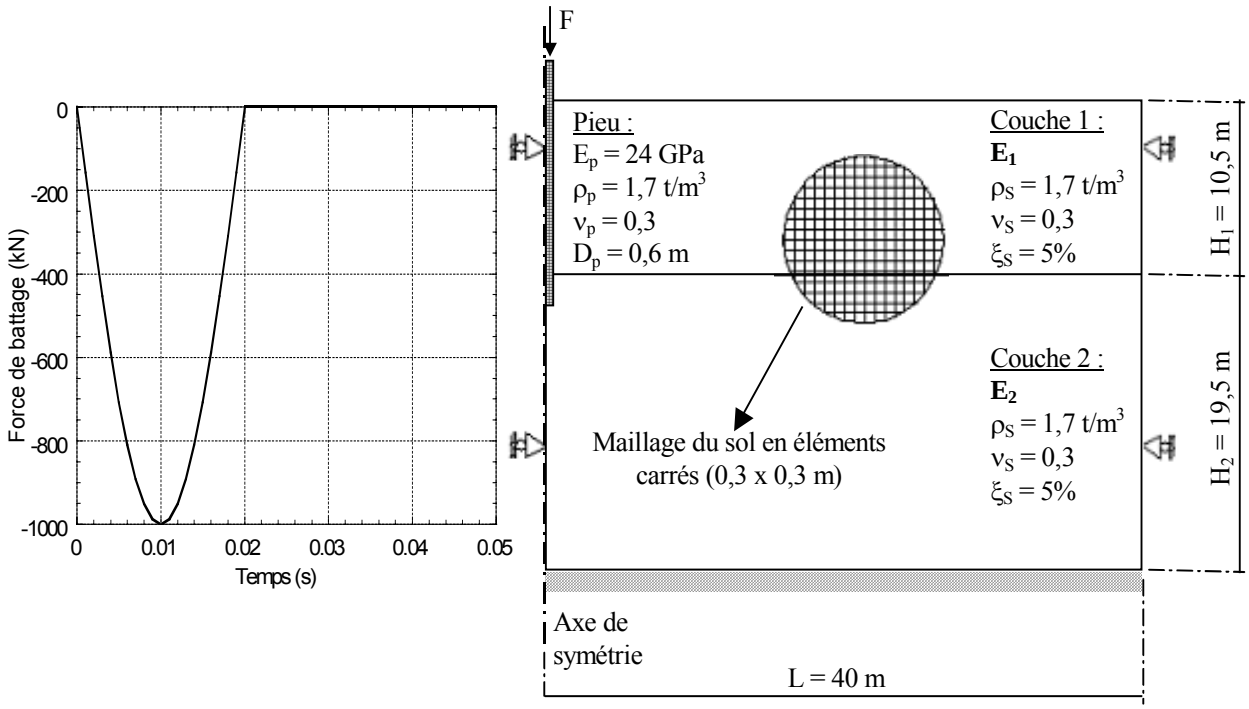



Figure 3.18 : Influence de l'hétérogénéité du sol : Configuration pieu-sol étudiée et la fonction de charge appliquée à la tête du pieu.

Les figures 3.19a et 3.19b donnent les courbes d'atténuation lorsque le battage est effectué dans la première couche (Z = 4,5m) dont la raideur supposée constant ($E_1$=26 MPa). On note que les courbes d'atténuation sont indépendantes de la raideur de la couche profonde. Cette conclusion confirme le résultat obtenu par Murphy & Shah (1988) qui ont étudié les effets de la structure géologique locale sur les ondes de Rayleigh. Ils ont montré que la variation de la raideur de la couche profonde n'influence pas l'amplitude des ondes lorsque la source de vibration est située dans la couche de surface.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

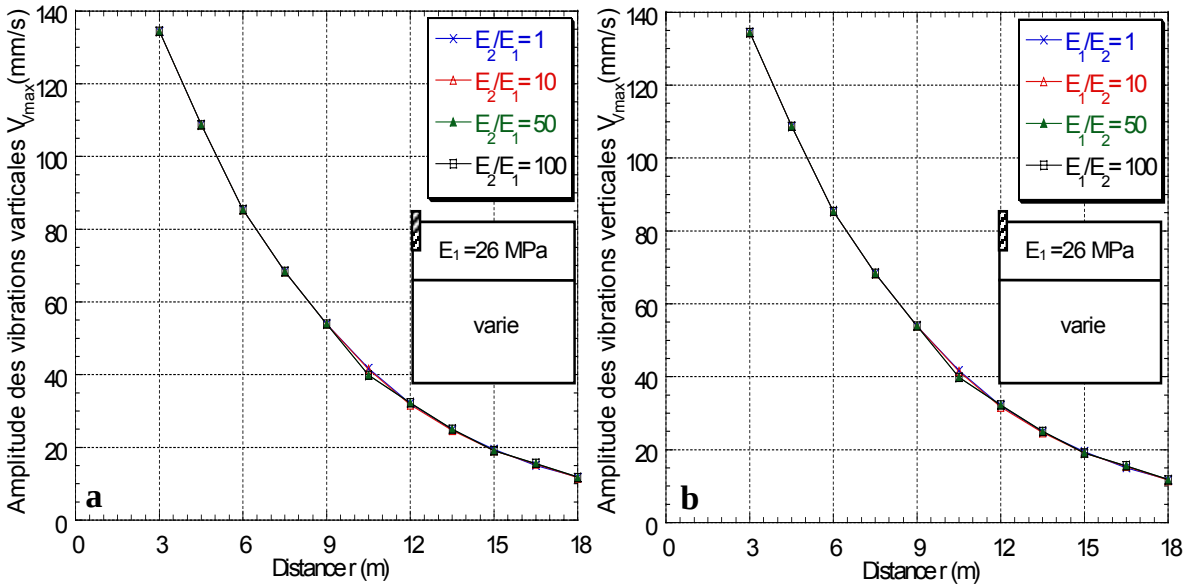



Figure 3.19 : Battage de pieux dans un sol bi-couche : influence de l'hétérogénéité du sol sur l'amplitude des vibrations verticales (Z = 4,5m: pointe du pieu dans la couche de surface) :
a) Couche de surface souple b) Couche de surface raide.

Les figures 3.20a et 3.20b donnent les courbes d'atténuation lorsque le battage est effectué dans la deuxième couche (Z = 13,5m) ayant un module de Young $E_2$=26 MPa. On constate que les vibrations dépendent du contraste de raideur entre les deux couches. L'augmentation de ce contraste réduit les vibrations induites en surface ; ceci est dû à l'augmentation de la réflexion des ondes à l'interface entre les deux couches avec l'augmentation du contraste.

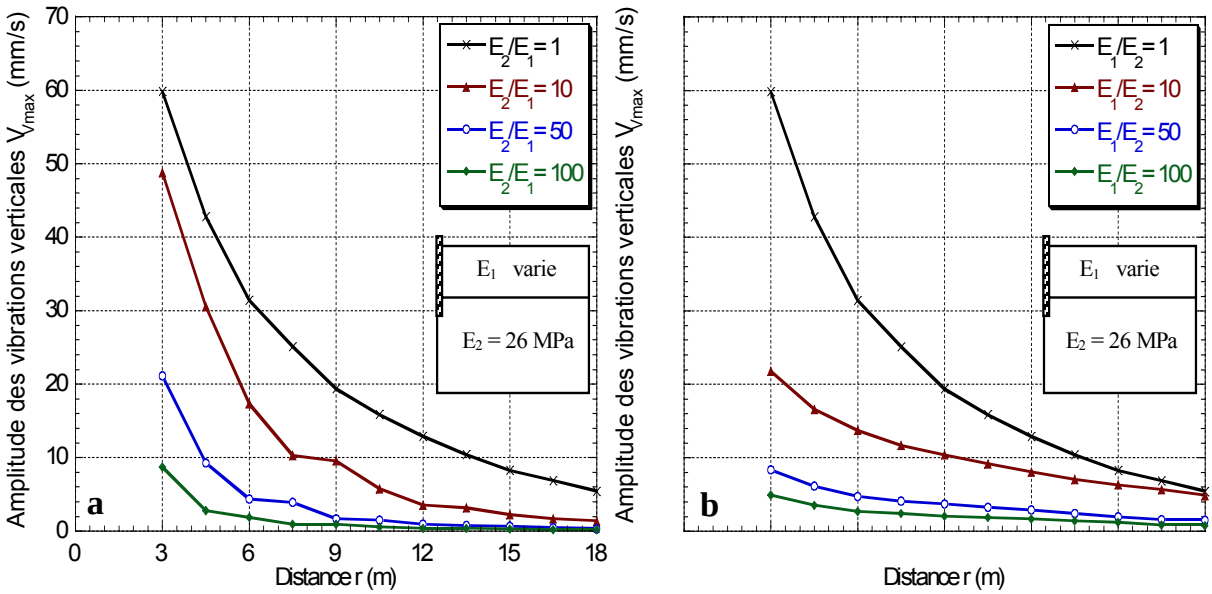



Figure 3.20 : Battage de pieux dans un sol bi-couche : influence de l'hétérogénéité du sol sur l'amplitude des vibrations verticales (Z = 13,5m : pointe du pieu dans la couche profonde) :
a) Couche de surface souple b) Couche de surface raide.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

# 3.7. ISOLATION PAR TRANCHÉES

## 3.7.1. Présentation de l'exemple traité

L'analyse bibliographique (voir 1.7) a montré l'importance des tranchées ouvertes ou remplies comme dispositif d'isolation contre les ondes de surface émises par sources superficielles. L'analyse des mesures in situ effectuées à Merville a montré également que l'existence d'un rideau de palplanches 2 réduit considérablement l'amplitude des vibrations (voir 2.7). La section suivante comporte une étude de l'efficacité de tranchées comme dispositifs d'isolation pour le battage de pieux. Cette étude comprend l'influence du matériau de remplissage et de la profondeur de la tranchée.

L'exemple traité est présenté sur la figure 3.21. Il correspond au battage d'un tube métallique ϕ508mm identique à celui battu à Merville dans un sol homogène ayant un module de Young $E_s = 40$ MPa, un coefficient de Poisson $\nu_s = 0{,}3$, une masse volumique $\rho_s = 1{,}7$ t/m$^3$ et un coefficient d'amortissement $\xi_s = 10\%$. Nous avons pris la fonction de charge en demi onde sinusoïdale dont l'amplitude et la durée sont équivalentes à celles mesurées à Merville pour un enfoncement Z = 9m (voir figure 3.1). La tranchée a une épaisseur de 0,25m. Elle est située à une distance $r_t = 5$m. Les résultats sont présentés pour un enfoncement Z = 9m.

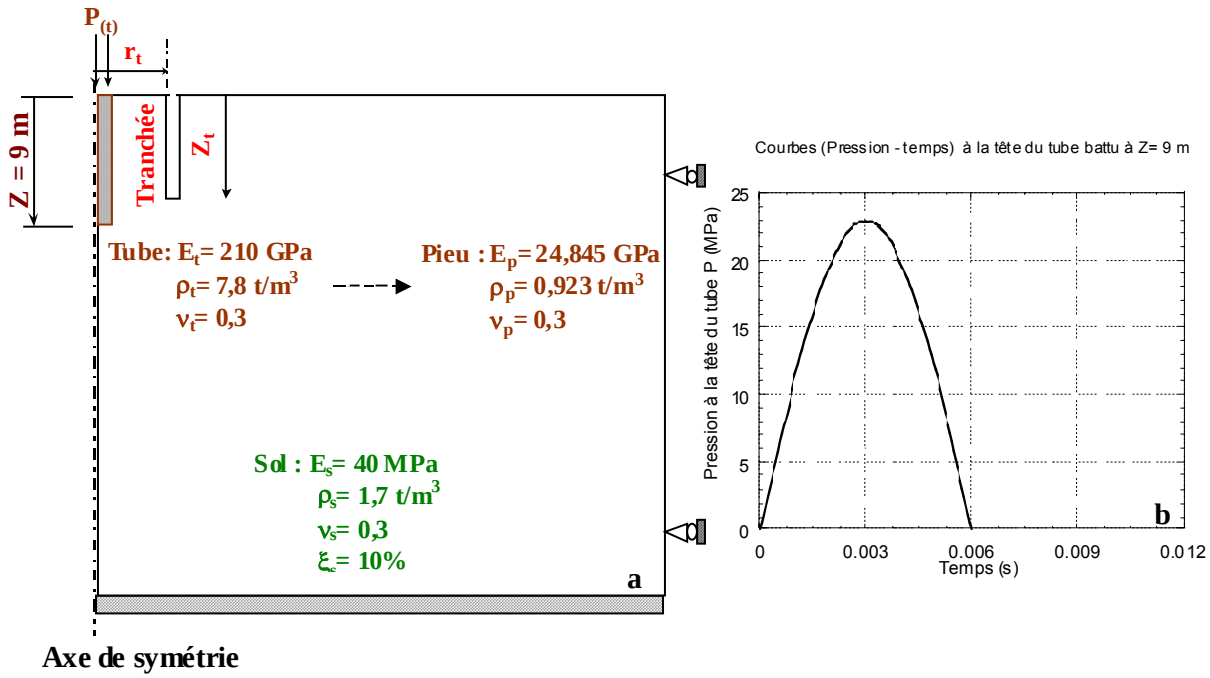



Figure 3.21 : Étude de l'utilisation de tranchées comme dispositifs d'isolation:
a) Configuration étudiée b) Force appliquée à la tête du pieu.

## 3.7.2. Influence du matériau de remplissage

La figure 3.22 illustre les résultats obtenus pour une tranchée de 5m de profondeur pour différents cas: sol homogène sans tranchée, sol avec tranchée ouverte (vide) et sol avec tranchée remplie par argile molle, par béton ou par acier. Les propriétés de ces matériaux sont données dans le tableau 3.6. L'amortissement dans les tranchées est négligé ($\xi_t = 0\%$).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

| Propriété \ Matériau | Argile molle | Béton | Acier |
|---|---|---|---|
| Module de Young E (MPa) | 2 | $37.\ 10^3$ | $210.\ 10^3$ |
| Coefficient de Poisson ν | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| Masse volumique ρ (kg/m$^3$) | 1700 | 2500 | 7800 |

Tableau 3.6: Propriétés des matériaux de remplissage étudiés.

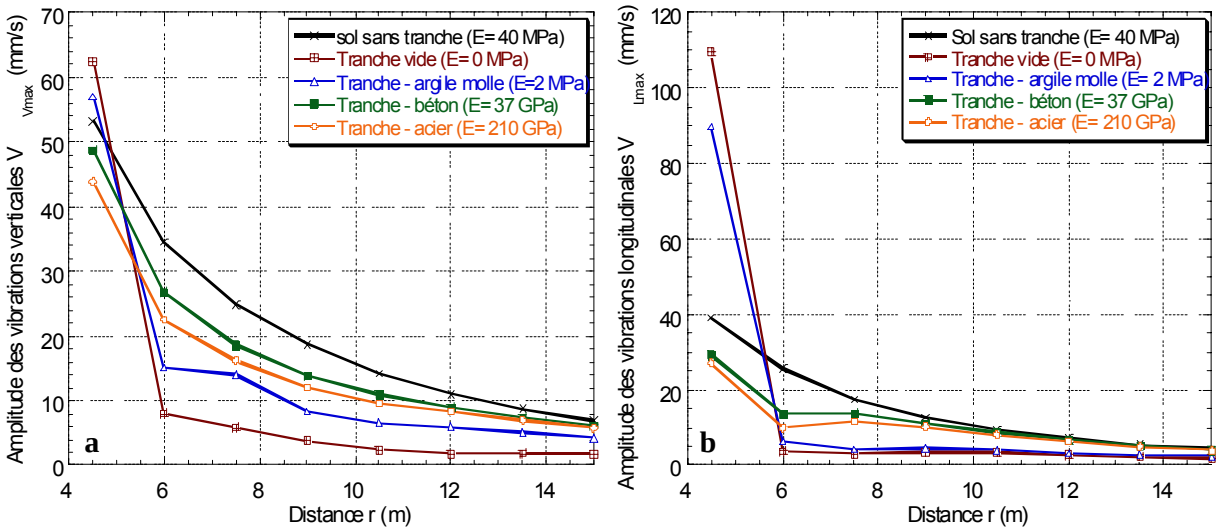



Figure 3.22 : Influence du matériau de remplissage d'une tranchée de 5m de profondeur située à 5m du pieu sur l'amplitude des vibrations à la surface du sol:
a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinale $V_L$.

L'analyse des résultats de modélisation montre que:

- L'existence de la tranchée réduit l'amplitude des vibrations verticale et horizontale à la surface. L'efficacité d'isolation de la tranchée est meilleure dans la direction verticale que dans la direction horizontale.

- L'existence de la tranchée vide ou remplie par argile molle augmente considérablement l'amplitude des vibrations longitudinales et verticales avant la tranchée (r = 4,5m). Ceci est dû à la chute de rigidité latérale du massif du sol entre le chargement et la tranchée et à la réflexion des ondes sur le bord de la tranchée.

- L'efficacité de la tranchée dépend de la rigidité relative du matériau de remplissage par rapport au sol environnant. Elle est plus importante lorsque la tranchée est vide ou remplie par un matériau de rigidité relativement faible comme l'argile molle. Un remplissage par l'acier donne une isolation meilleure que celle du béton, ceci montre que l'efficacité d'isolation vibratoire d'une tranchée remplie par un matériau plus rigide que le sol environnant dépend du contraste de rigidité entre le matériau de remplissage et le sol.

### 3.7.3. Influence de la profondeur de tranchée

La figure 3.23 illustre l'influence de la profondeur ($Z_t$) d'une tranchée vide située à une distance $r_t$ = 5m du pieu enfoncé à 9m. L'analyse des résultats montre que:



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

- On note une diminution significative de l'amplitude des vibrations à la surface du sol avec la profondeur de la tranchée. À titre d'exemple, à une distance r = 6m, l'amplitude de la composante verticale $V_{Vmax}$ décroît de 56%, 76%, 88% et 96% pour $Z_t$ = 2, 5, 8 et 11 m, respectivement. De même, l'amplitude de la composante horizontale $V_{Lmax}$ décroît de 49%, 86%, 95% et 98% pour $Z_t$ = 2, 5, 8 et 11m, respectivement.

- En tenant compte que la longueur de l'onde de surface $\lambda_R$ = 4,6m ($\lambda_R = C_R/f$ , $C_R$ = 92 m/s et f = 20 Hz), on peut déduire qu'une tranchée vide dont la profondeur est de l'ordre de demi longueur de l'onde de surface réduit l'amplitude des vibrations d'environs 50%.

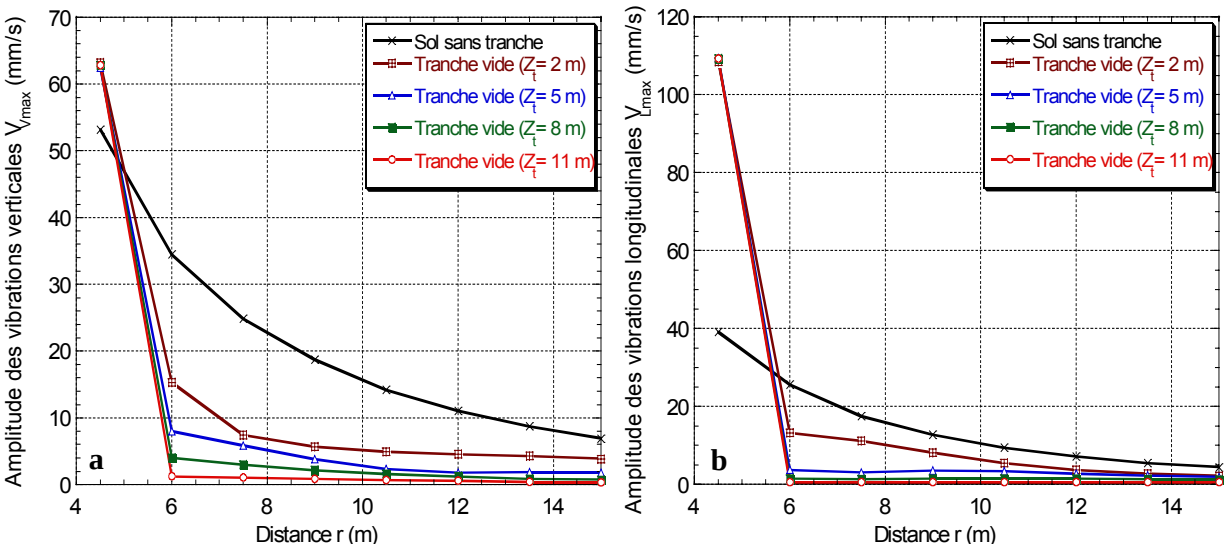



Figure 3.23 : Influence de la profondeur d'une tranchée vide située à 5m du pieu sur l'amplitude des vibrations à la surface du sol:
a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinale $V_L$.

## 3.8. INFLUENCE DES VIBRATIONS SUR UNE STRUCTURE AVOISINANTE

### 3.8.1. Présentation de l'exemple traité

L'influence des vibrations induites par le battage de pieux sur une structure avoisinante a été étudiée pour l'exemple illustré dans la figure 3.24. Il s'agit d'un pieu de diamètre $D_P$=0,5m battu à une profondeur Z = 9m dans un sol homogène et d'un portique en béton armé ($L_b$ = 5m, $H_b$ = 4m, épaisseur de poteaux = 0,1m et épaisseur du plancher = 0,2m) à une distance $r_b$ = 9m du pieu. Les caractéristiques (E, ν et ρ) des matériaux du pieu, du sol et du portique sont données sur la figure. Le portique s'appuie sur des fondations superficielles carrées isolées (2x2m) de hauteur $H_f$ = 2m.

Le maillage adopté est illustré dans la figure 3.25. Le maillage du pieu et du sol est effectué en éléments carrés de dimension 0,25m. Le maillage du portique est effectué en éléments quadrilatères de dimension 0,1 à 0,25m. Les simulations numériques sont effectuées en symétrie de révolution.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

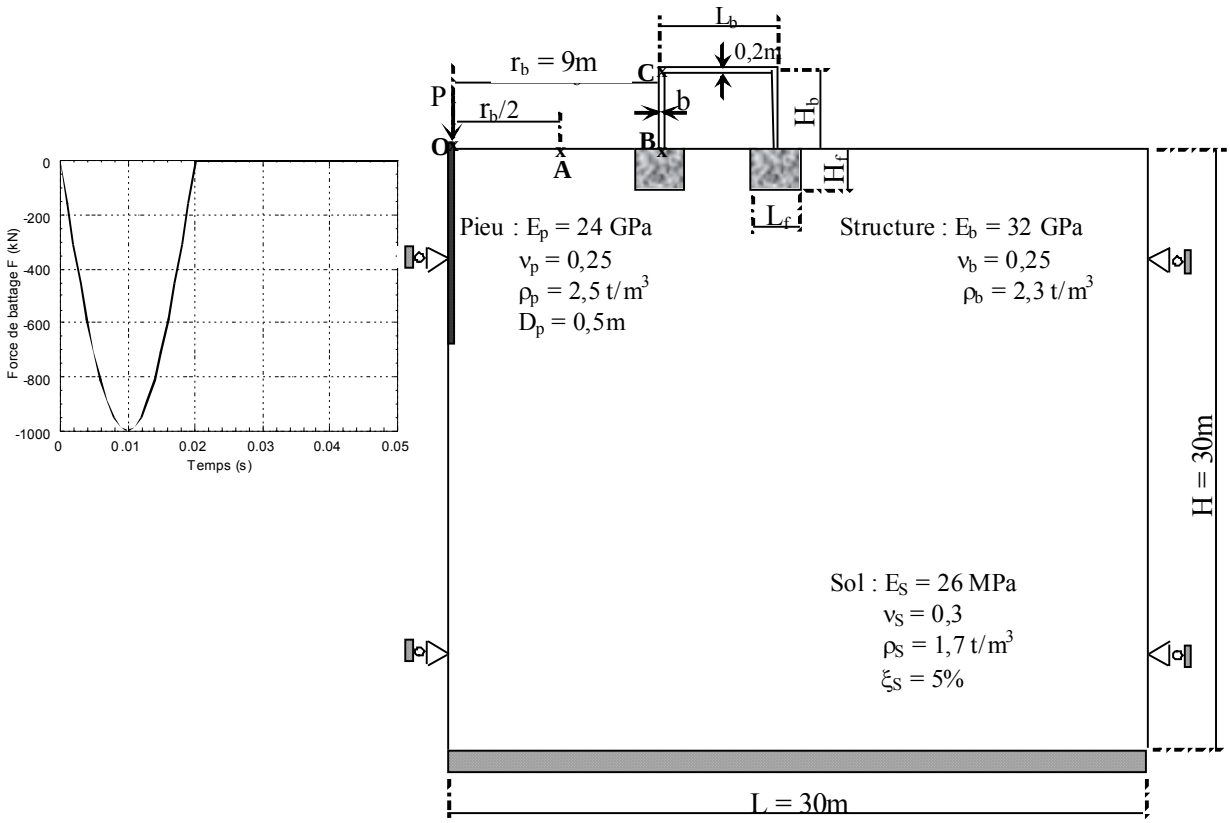



Figure 3.24 : Influence des vibrations induites par le battage sur une structure avoisinante : configuration étudiée et la fonction de charge appliquée à la tête du pieu.

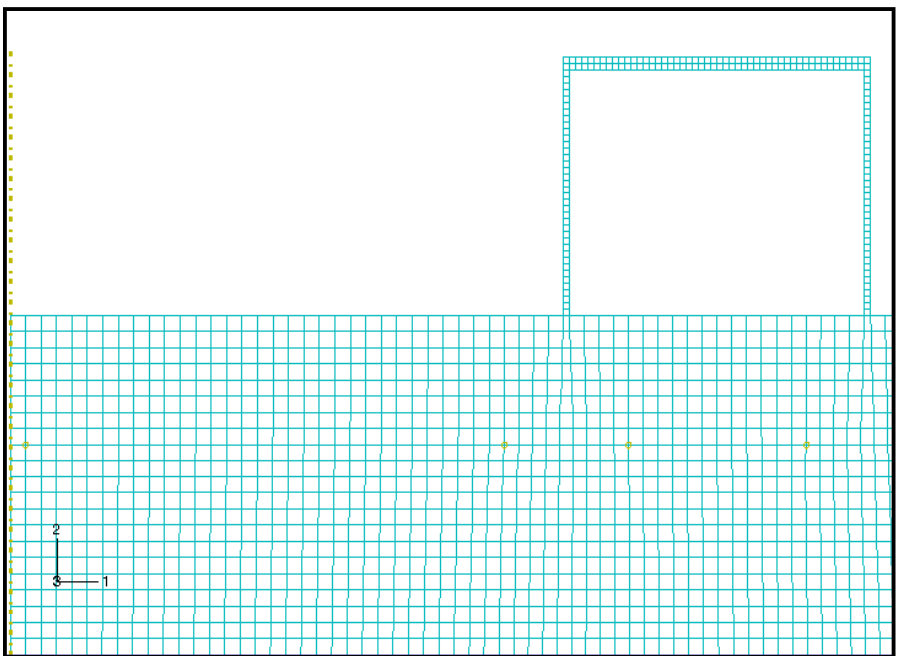



Figure 3.25 : Exemple du maillage utilisé pour simuler l'influence des vibrations sur les structures.

© 2005 Tous droits réservés.

### 3.8.2. Influence de la présence de la structure

Pour montrer l'influence de la présence de la structure sur les vibrations induites, nous avons comparé les vibrations et spectres calculés aux points O (tête du pieu), A (à r = 4,5m du pieu) et B (à r = 9m du pieu) en l'absence et en présence du portique. Les résultats sont donnés dans les figures 3.26 et 3.27.

On note que :

- Au point A situé à la surface du sol entre le pieu et le portique, l'existence du portique induit une réflexion des ondes et donc l'apparition des vibrations secondaires. Cette influence est représentée sur le spectre des vibrations par plusieurs pics mais la surface du spectre reste quasiment stable.
- Au point B du portique, la forme des vibrations verticales est différente de celles aux points O et C (partie positive du signal moins importante à B). Cette différence est moins prononcée dans la direction horizontale. En outre, on note que le portique conduit à une diminution importante de l'amplitude des vibrations verticales (≈ 57%) et horizontales (≈ 81%). Cette diminution est notée également sur les spectres. Elle est due à la rigidité élevée du portique par rapport à celle du sol. On note également une diminution de la largeur et de la fréquence du spectre des vibrations verticales (Fig. 3.26b). Par contre, la largeur et la fréquence du spectre des vibrations horizontales ne changent pratiquement pas (Fig.3.27b).
- La bande de fréquences est plus large dans le sol (point A) que dans le portique (point B).

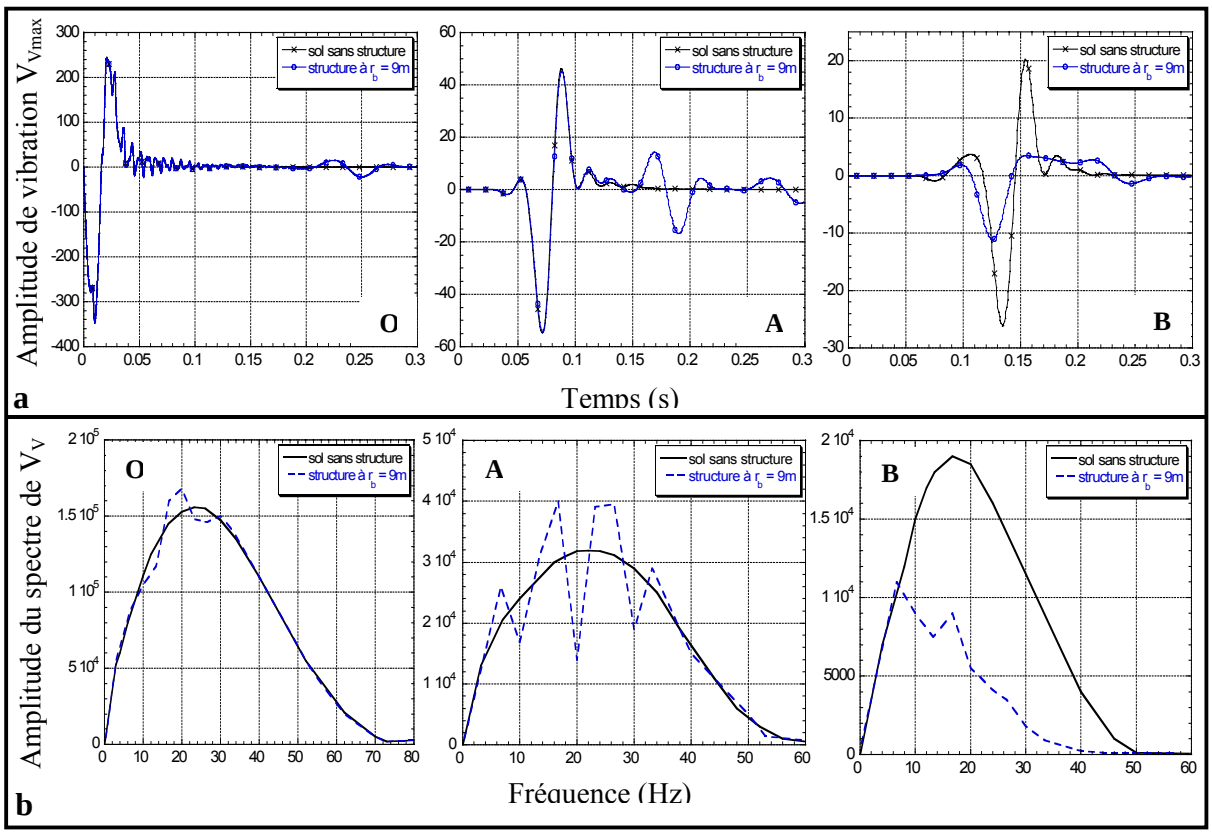



Figure 3.26 : Influence de la présence de la structure sur les vibrations verticales :
a) signaux b) spectres.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

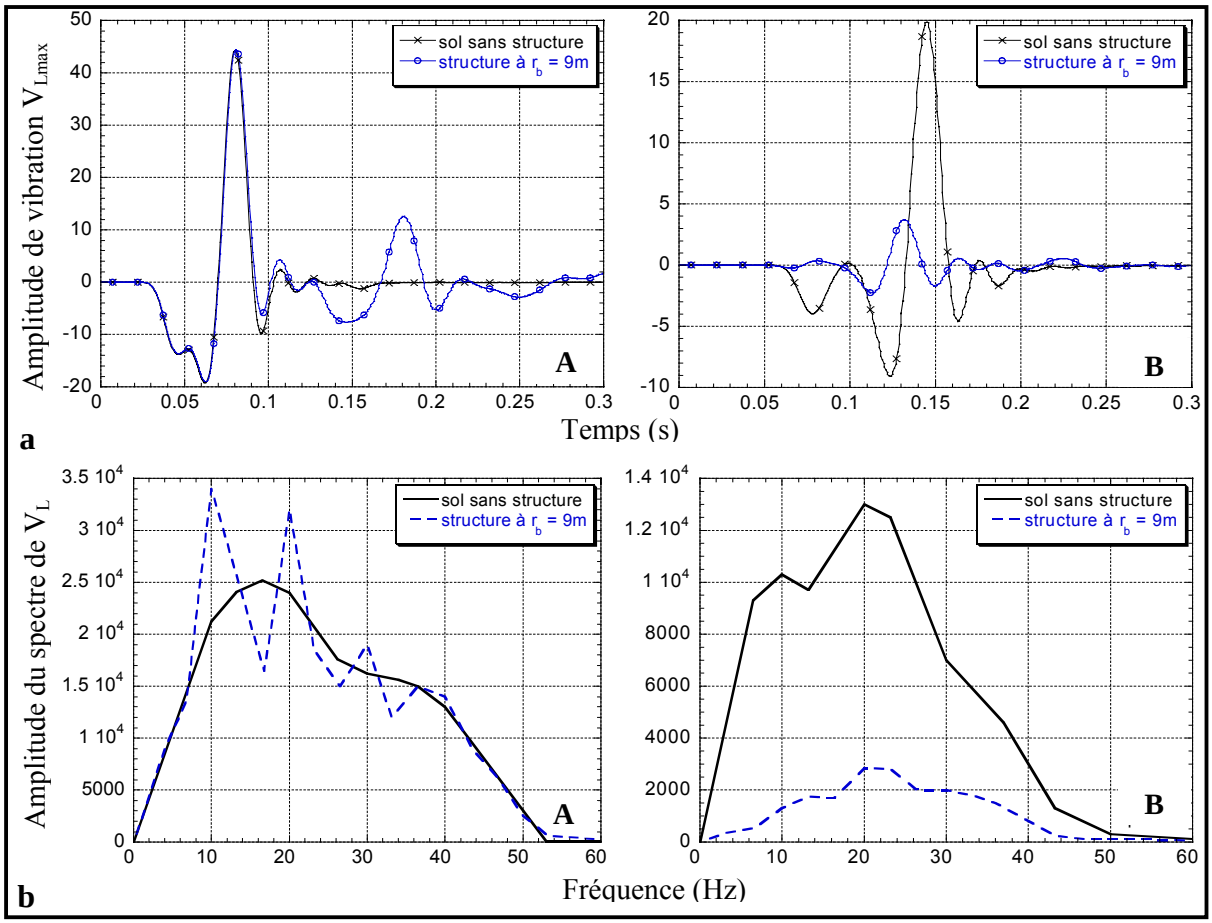



Figure 3.27 : Influence de la présence de la structure sur les vibrations horizontales :
a) signaux b) spectres.

## 3.8.3. Vibrations induites dans la structure

Pour étudier les vibrations induites dans le portique, nous avons calculé les vibrations et spectres aux deux points B et C du portique ayant une rigidité $EI_P$ = 218700 kN.m² (b=10cm). Les résultats sont donnés dans les figures 3.28 et 3.29.

On note que :

- Les vibrations et spectres aux points B et C sont presque identiques dans la direction verticale, ce qui indique que le portique vibre comme un corps rigide dans cette direction.

- Les vibrations horizontales sont plus importantes en bas (point B) qu'en haut (point C), ceci indique une atténuation des vibrations dans la structure. Par ailleurs, les spectres ont la même forme mais avec une bande et une fréquence dominante plus grandes au point B (en bas), ceci indique que la structure joue le rôle d'un filtre des plus hautes fréquences des vibrations induites dans le sol. Elle laisse passer le fréquences inférieures à 25 Hz et filtre les fréquences les plus hautes (25 – 44 Hz) (Fig. 3.29b).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

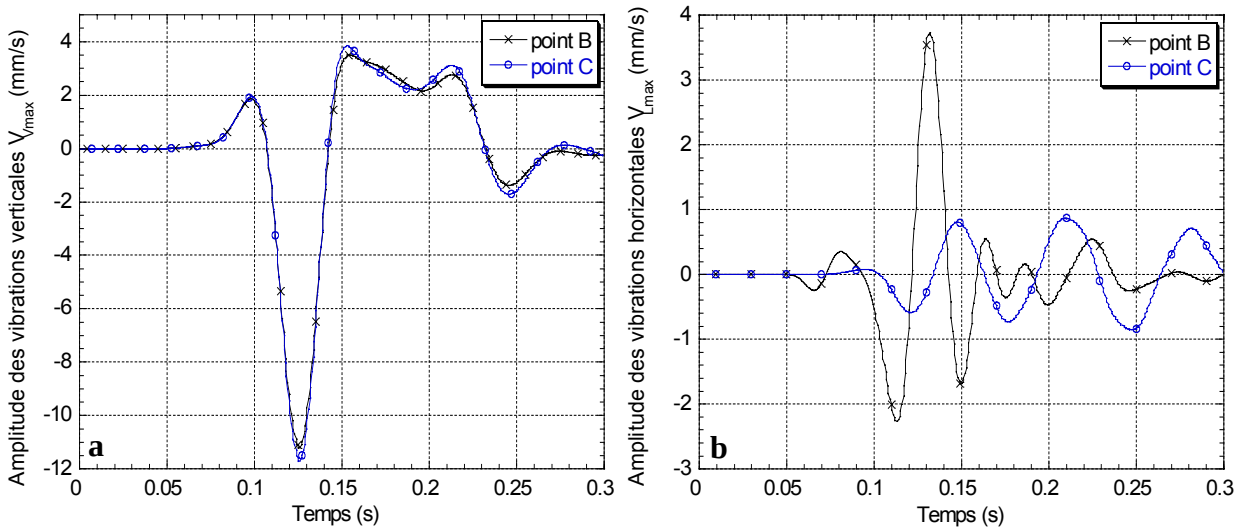



Figure 3.28 : Comparaison entre les vibrations induites aux points B et C du portique :
a) composante verticale $V_V$ b) composante horizontale $V_L$.

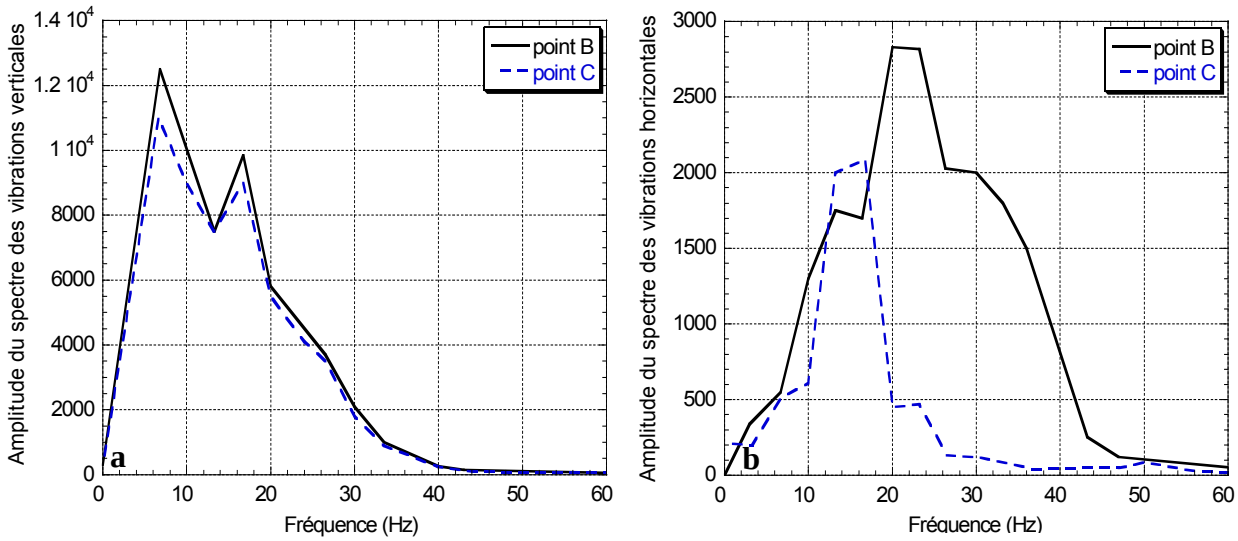



Figure 3.29 : Comparaison entre les spectres des vibrations induites aux points B et C du portique :
a) composante verticale $V_V$ b) composante horizontale $V_L$.

## 3.9. CONCLUSIONS

Ce chapitre a comporté une étude par éléments finis des vibrations induites par le battage de pieux. Le modèle numérique développé a été utilisé pour étudier les vibrations induites par le battage de pieux dans des sols homogènes et bi-couches. Les résultats obtenus se résument par les points suivants :

- L'amplitude des vibrations diminue avec la distance du pieu. Le calage mathématique des courbes d'atténuation montre que l'atténuation de l'amplitude peut être exprimée par la relation simplifiée :



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

$$V_{max} = a \, . \, e^{-\beta . r} \qquad \text{(Eq. 3.9)}$$

La forme exponentielle de cette relation met en évidence l'importance de l'amortissement matériel dans le sol (taux d'amortissement $\xi$ dans le modèle). En fait, nous avons constaté que une telle relation peut être utilisée également pour exprimer l'atténuation des mesures dans la seconde partie des courbes ($r > \lambda_R$) ; ceci indique que l'affirmation que «dans la plupart de cas l'amortissement matériel est nettement inférieur à l'amortissement géométrique» donnée par Attewell & Farmer (1973) n'est valable que dans la zone proche du pieu.

- À la surface du sol, les courbes d'atténuation des vibrations normalisées varient peu avec l'enfoncement du pieu. Par contre, à l'intérieur du massif du sol, l'amplitude des vibrations à certaine distance du pieu varie en fonction de l'enfoncement.

- L'amplitude des vibrations dépend sensiblement de la rigidité du sol; par contre, elle est indépendante de la rigidité du pieu.

- En cas de battage dans un sol bi-couche, lorsque le battage est effectué dans la couche de surface, les vibrations induites à la surface du sol sont indépendantes de la raideur de la couche profonde. Mais lorsque le battage est effectué dans la couche profonde, les vibrations induites à la surface du sol dépendent sensiblement du contraste de raideur entre les deux couches.

- L'étude de l'isolation vibratoire par tranchées a montré que l'existence de la tranchée réduit l'amplitude des vibrations. L'efficacité des tranchées s'améliore avec leur profondeur. Elle est plus importante dans la direction verticale que dans la direction horizontale. De même, elle est plus importante lorsque la tranchée est vide ou remplie par un matériau de rigidité relativement faible que lorsqu'elle est remplie par un matériau de rigidité élevée. Par ailleurs, l'efficacité d'isolation vibratoire d'une tranchée remplie par un matériau rigide dépend du contraste de rigidité entre le matériau de remplissage et le sol environnant.

- L'étude de l'influence des vibrations sur une structure avoisinante a montré que la présence de la structure induit une réflexion des ondes et l'apparition des ondes secondaires. L'amplitude des vibrations induites dans la structure est inférieure à celle dans le sol. L'amplitude des vibrations verticales est constante le long des poteaux. Par contre, l'amplitude des vibrations horizontales est plus faible en haut qu'en bas. La structure filtre les plus hautes fréquences dans les vibrations horizontales arrivées en bas.


© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

# CHAPITRE 4 :
# VIBRATIONS INDUITES PAR LE VIBROFONÇAGE DE PIEUX



© 2005 Tous droits réservés.

http://www.univ-lille1.fr/bustl

## 4.1. INTRODUCTION

Le vibrofonçage est une technique utilisée pour la mise en place de palplanches, de pieux et, plus généralement, de différents types de profilés. Il est particulièrement adapté aux sols granulaires de densité moyenne, voire aux sols cohérents mous. Lorsqu'il peut être mis en oeuvre, le vibrofonçage présente l'avantage d'être rapide et économique par rapport à d'autres méthodes telles que le battage.

L'historique du vibrofonçage a été présenté dans plusieurs publications [Rodger & Littlejohn (1980), Warrington D.C. (1989), Leonards *et al.*, (1995)]. Viking (2002a) a présenté une synthèse complète de l'historique du vibrofonçage. Il a noté que les premières études sur le vibrofonçage de pieux ont été réalisées en Allemagne (1930) et en l'ex-Union soviétique (1931) où on a établi les premières unités de production pendant et après la seconde guère mondiale. Leur utilité a été rapidement identifiée, menant à de nouveaux développements en France, en Allemagne et aux États-Unis. De nos jours, les principaux fabricants de vibrofonceurs sont situés en Allemagne, en France, aux Pays-Bas, aux États-Unis, à l'ex-Union soviétique et au Japon (Holeyman 2002). Bien que le vibrofonçage soit utilisé depuis les années 1950, de nouvelles applications ont récemment été introduites à la suite d'améliorations technologiques importantes: notamment les vibreurs à haute fréquence dans les années 1980 et les vibreurs à moment excentrique variable dans les années 1990. Avec ces équipements, le vibrofonçage est devenu une technique adaptée aux travaux en site sensible, et notamment en ville, puisqu'elle génère généralement moins de nuisances vibratoires dans l'environnement que le battage.

La prévision du vibrofonçage s'effectue soit à l'aide des formules simplifiées de l'énergie soit par discrétisation du pieu et du sol. Les modèles de discrétisation incluent l'intégration (Holeyman et *al.*, 1996) ou les méthodes d'analyse par l'équation d'onde comme GRLWEAP (Rausche 2002). En plus de ces méthodes, Leonards *et al.*, (1995) ont essayé une analyse complémentaire par la méthode des éléments finis pour améliorer les méthodes existantes.

La technique du vibrofonçage des pieux consiste à utiliser un vibreur pour appliquer une force vibratoire en tête du pieu pour assurer son enfoncement. Le principe est de déstructurer temporairement le sol au contact du pieu et de faire ainsi diminuer les frottements qui s'opposent à la pénétration. Ceci permet au pieu d'être enfoncé dans le sol sous l'effet d'une charge supplémentaire très peu (son poids propre plus le poids du vibreur).

Le système de vibrofonçage consiste en deux parties principales: le vibreur et la groupe énergétique (hydraulique ou électrique) (Warrington 1992). Le vibreur est tenu par une grue. Bien qu'il y a beaucoup de variation de conception et de construction, la grande majorité des vibreurs peuvent être schématisée selon la figure 4.1.

L'action mécanique du vibreur sur le pieu peut être divisée en deux actions : statique et dynamique. Holeyman (2002) a détaillé les deux actions. Brièvement, l'action statique du vibreur sur le pieu se présente par la force normale $F_{S(N)}$ :

$$F_{S(N)} = (M_{vib} + M_{pin}).g - T = M_{total}.g - T \qquad \text{(Eq. 4.1)}$$

Avec $M_{vib}$ est la masse du vibreur (masse $M_0$ + masse vibrante), $M_{pin}$ est la masse des pinces, $M_{total}$ est la masse totale du vibreur et des pinces, g est l'accélération gravitationnelle et T est



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

la force de retenue exercée par la grue. Tandis que l'action dynamique est assurée par les deux masselottes symétriques de masse m chacune qui tournent en sens inverse avec une vitesse angulaire ω ; ainsi, les composantes horizontales s'annulent et les composantes verticales s'ajoutent pour donner une force verticale périodique sinusoïdale qui s'exerce en tête du pieu (e est l'excentricité des masselottes et $m_e$ est le moment d'excentricité du vibreur):

$$F_{V(t)} = 2.m.e.\ \omega^2.\sin(\omega t) = m_e.\ \omega^2.\sin(\omega t) \qquad \text{(Eq. 4.2)}$$

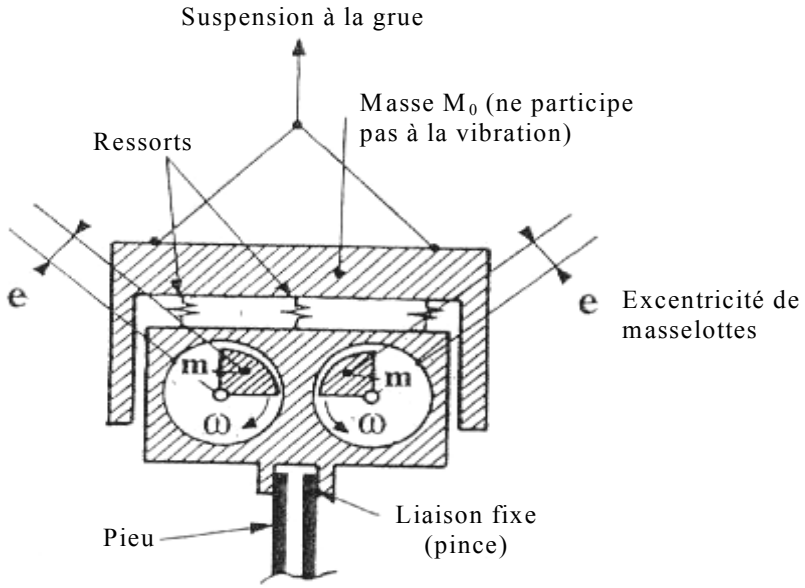



Figure 4.1 : Représentation schématique d'un vibreur (Gonin 1998).

Il y a deux principaux types de vibreurs : hydrauliques (plus utilisés) et électriques. Mais il y a d'autres classifications. En fonction de la fréquence et le rapport (force dynamique/moment d'excentricité), Warrington (1992) a classé les vibreurs en trois catégories: vibreurs de basse fréquence (5-10 Hz), vibreurs de fréquence moyenne (10-30 Hz) et vibreurs de haute fréquence (>30 Hz). Il a donné également le domaine d'utilisation de chacune des trois catégories. Par ailleurs, on peut distinguer cinq types de vibreurs selon la fréquence, le moment d'excentricité, la force centrifuge et l'amplitude du vibreur (Tab. 4.1). Le choix du vibreur est généralement basé sur l'expérience personnelle et la vérification in situ. Rodger & Littlejohn (1980) ont récapitulé les expériences disponibles dans un tableau qui recommande les valeurs de la fréquence et l'amplitude du vibreur pour différents types de pieux et sols.

| Type | Fréquence (rpm) | Moment d'excen-tricité (kg.m) | Force centrifuge maximale (kN) | Amplitude du vibreur (mm) |
|---|---|---|---|---|
| fréquence standard | 1300 - 1800 | jusqu'à 230 | jusqu'à 4600 | jusqu'à 30 |
| haute fréquence | 2000 - 2500 | 6 - 45 | 400 - 2700 | 13 – 22 |
| excentricité variable | 2300 | 10 - 54 | 600 – 3300 | 14 - 17 |
| accessoire d'excavateur | 1800 - 3000 | 1 - 13 | 70 - 500 | 6 - 20 |
| vibreurs résonnants | 6000 | 50 | 20000 (théoriquement) | auto destruction |

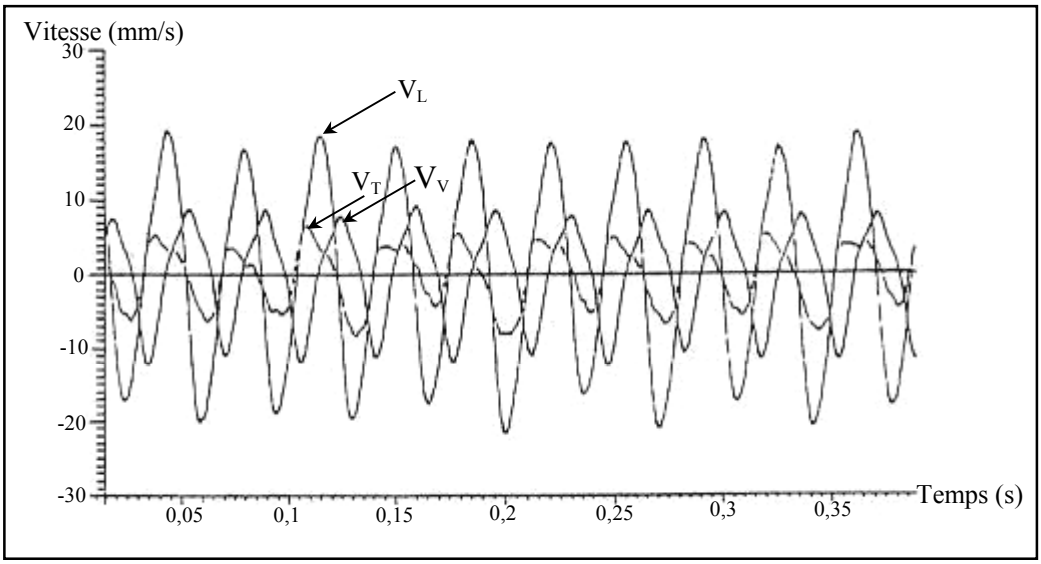
Tableau 4.1 : Types de vibreurs (Holeyman 2002).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Comme en cas de battage, le vibrofonçage de pieux produit des ondes dans le sol. Malgré la ressemblance du mécanisme de génération des ondes (voir Fig. 1.5) et des types des ondes induites dans le sol par les deux procédés, la recherche bibliographique sur les vibrations induites par le vibrofonçage met en évidence des différences avec le battage. Les principales différences se résument par :

- Les vibrations induites par le vibrofonçage sont sinusoïdales avec la même fréquence que celle du vibreur (Ramshaw *et al.*, 1997). La figure 4.2 montre un exemple des mesures des trois composantes de vibration en cas de vibrofonçage (Selby 1991).




as possible à cause de la nature des vibrations (vibrations entrtenues).

e celui imposé en battage (Fig. 4.3).

*La relation de pseudo-atténuation*

© 2005 Tous droits réservés.

Où V (mm/s) est l'amplitude de vibration à distance r (m) du pieu, W0 (joules) est l'énergie de vibrofonçage, k est un constant empirique et m est le coefficient de pseudo-atténuation. La norme anglaise BS 5228 Pt 4 (1992) incorpore une telle forme avec (m=1 et k= 0,75 pour le battage et k=1 pour le vibrofonçage) (Ramshaw *et al.*, 1998).

- Par analogie à la relation 1.22 utilisée en battage, *la relation d'atténuation la plus utilisée en Grande Bretagne* pour le vibrofonçage s'écrit sous la forme suivante (Attewell *et al.*, 1991):

$$V = 1{,}18\left(\frac{\sqrt{W_0}}{r}\right)^{0{,}98} \qquad \text{(Eq. 4.4)}$$

- Par analogie à la relation 1.23 utilisée en battage, Attewell *et al.*, (1992) ont proposé la relation suivante pour le vibrofonçage de pieux :

$$\log V = -0{,}213 + 1{,}64\log\left(\frac{\sqrt{W}}{r}\right) - 0{,}334\log^2\left(\frac{\sqrt{W}}{r}\right) \qquad \text{(Eq. 4.5)}$$

L'utilisation de ces formules pour prévoir l'amplitude des vibrations doit être effectuée avec prudence parce qu'elles ne tiennent compte ni des conditions géologiques du sol, ni de l'interaction pieu-sol. Ceci a été confirmé par des vérifications in situ (Circulaire 23 juillet 1986).

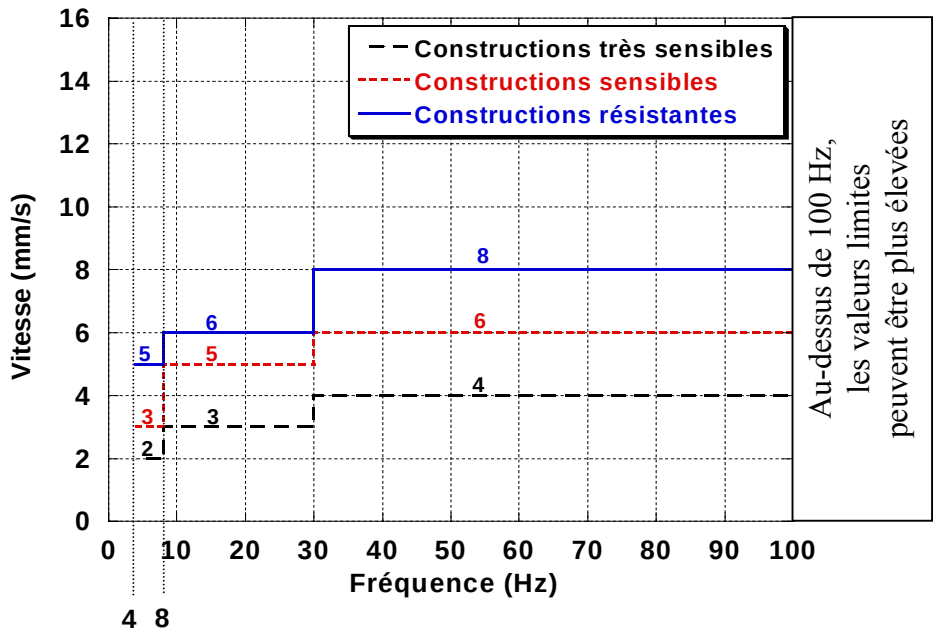



Figure 4.3 : Valeurs-limites de vibrations admises en France en cas de vibrations continues ou assimilées (Circulaire du 23 juillet 1986).

Peu de travaux ont été consacrés à la modélisation des vibrations induites par le vibrofonçage. En effet, la plupart de travaux sur le vibrofonçage (Rausche *et al.*, 1985, Holeyman & Legrand 1994, Warrington 1994 et 1996, Vanden Berghe & Holeyman 1997 et 2002, Cudmani *et al.*, 2002, Sieffert 2002, Vié 2002, etc.) ont porté sur le procédé de vibrofonçage. Ramshaw *et al.*, (1998) ont utilisé le programme d'éléments finis ABAQUS pour simuler la transmission des ondes induites dans un milieu élastique par le vibrofonçage de pieux. La validation de leur modélisation sur un essai de vibrofonçage d'un profilé métallique H à Flitwick en Grande Bretagne a montré un accord entre les mesures et les



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

calculs. Pourtant, leur modèle ne tient compte ni de l'amortissement matériel dans le sol, ni de la variation des caractéristiques du sol avec la profondeur.

Il faut noter que, malgré l'utilisation croissante des vibreurs et du développement rapide de la technologie de vibrofonçage, beaucoup d'aspects liés au vibrofonçage, dont les vibrations transmises dans l'environnement, ne sont pas encore compris. À titre d'exemple, un événement de prévision de vibrofonçage a été organisé dans le cadre de la conférence TransVib2002 en collaboration avec le Projet National Vibrofonçage (Vanden Berghe 2002). Un pieu (tube) équipé était vibrofoncé sur le site de Montoir en France en août 2001. Les résultats de prévision des dix participants ont été soumis avant l'exécution de l'essai. Parmi les dix, deux seulement ont tenté de prévoir l'amplitude des vibrations induites dans le sol à 10, 20 et 30m du pieu vibrofoncé. La comparaison entre les prévisions et les mesures des vibrations a montré une différence relativement importante.

Viking (2002b) note que, malgré les nombreux kilomètres de palplanches vibrofoncées chaque année, il y a étonnamment peu de publications disponibles qui présentent des essais en vraie grandeur de vibrofonçage de palplanches.

Dans ce chapitre, nous présenterons les résultats d'une étude expérimentale et numérique des vibrations induites par le vibrofonçage.

## 4.2. MESURES IN SITU

Dans le cadre du Projet National Vibrofonçage, nous avons effectué des mesures lors de la réalisation de deux essais en vraie grandeur de vibrofonçage: vibrofonçage d'un tube Ø508mm et vibrofonçage d'une paire de palplanches AU16. Dans cette section, nous présenterons une analyse des résultats obtenus. Nous présenterons les deux essais réalisés, les mesures effectuées et les résultats de l'analyse des mesures. Puisque les vibrations induites par le vibrofonçage sont continues, la séparation des ondes sur les enregistrements est difficile. C'est pourquoi les mesures seront analysées uniquement par l'approche conventionnelle utilisée pour les essais de battage: analyse de la composante verticale, de la composante longitudinale et du résultant.

Avant de présenter les résultats de mesure, il est important de souligner que les ondes induites par le vibrofonçage du pieu 2 et des palplanches 2 ont logiquement la même nature physique que celles induites par le battage du pieu 1 et des palplanches 1. Les deux principales différences entre les deux sont, d'un côté, le type des vibrations (périodiques en vibrofonçage et impulsionnelles en battage), et d'autre côté, la fréquence des ondes induites par le vibrofonçage est contrôlée par celle du vibreur. Ainsi, les mesures de chaque composante en vibrofonçage comprennent à la fois toutes les ondes définies dans le chapitre précédent. Comme elles ont des vitesses de propagation différentes, elles interfèrent avec phasage/déphasage en fonction de la distance ce qui peut perturber la forme de leur courbe d'atténuation (continue en battage).

Pour illustrer ce raisonnement, nous avons repris les deux ondes ($R_1$ et S) notées sur les mesures de la composante verticale en cas du battage du pieu 1 (Fig. 2.30b). Les vitesses de propagation de ces ondes sont $C_R$ = 135 m/s et $C_S$ = 180 m/s. En cas du vibrofonçage, elles vont se propager avec la même fréquence du vibreur supposée égale à 25 Hz, ce qui donne des longueurs d'onde de l'ordre de 5,4m et 7,2m pour $\lambda_R$ et $\lambda_S$, respectivement.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

À une certaine distance r, le mouvement de l'onde *i* (onde sinusoïdale en cas du vibrofonçage) peut être donné par la relation (Kinsler *et al.*, 1982) :

$$Vi = V_{0i} \,.\, \cos(\omega t + k_i.r).\, e^{-\alpha.r} \qquad \text{(Eq. 4.6)}$$

$V_i$: l'amplitude de l'onde i
$V_{oi}$ : l'amplitude initiale de l'onde i
$\omega$: la pulsation ($\omega = 2\pi f$ avec f = 25 Hz)
$k_i$: le nombre de l'onde i ($k_i = 2\pi/\lambda_i$)
$\alpha$ : le coefficient d'amortissement matériel ($\alpha = 0{,}024 m^{-1}$ (onde R) et $\alpha = 0{,}032 m^{-1}$ (onde S)).

À partir de cette équation et en supposant que l'amplitude initiale de chacune des deux ondes est égale à 10 mm/s, nous avons tracé les deux ondes et l'onde résultant obtenue par la superposition des deux et ceci à différentes distances r (r =1 à 50m). En plus, nous avons tracé et comparé la courbe d'atténuation d'une seule onde (onde R) et de l'onde composée R+S (représente le cas du vibrofonçage). Les résultats sont illustrés dans la figure 4.4.

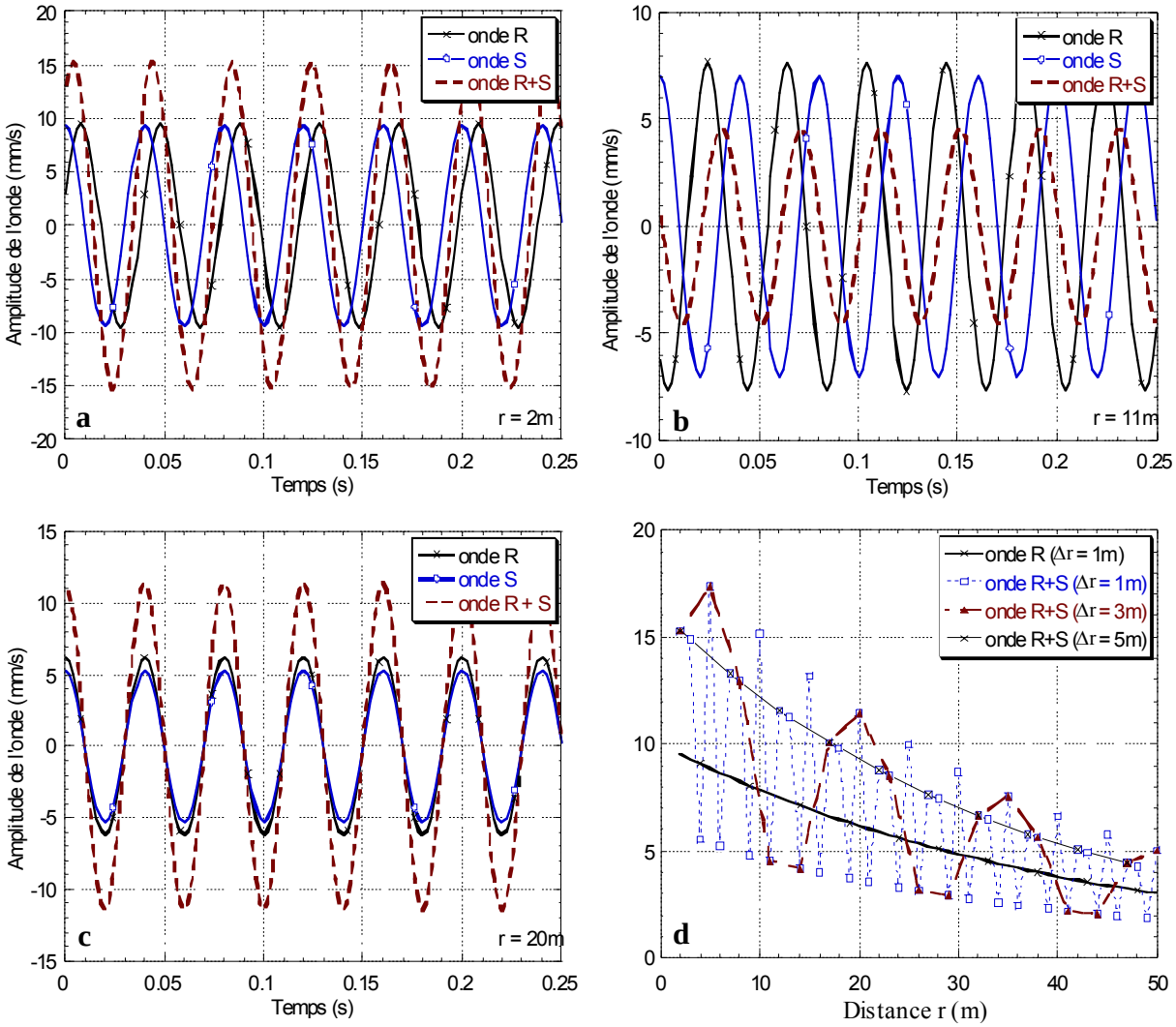



Figure 4.4 : Schéma illustrative de la superposition des ondes en fonction du temps et de la distance : a, b et c) Les ondes R, S et R+S calculées à des distances r = 2, 11 et 20m, respectivement. d) Comparaison entre l'atténuation de l'onde R et l'onde composée (R+S) pour différents espacements entre les points de mesure.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

On note que :

- L'amplitude d'une seule onde décroît avec la distance. Par contre, l'amplitude de l'onde composée (R+S) dépend fortement du cas de superposition des ondes R et S. Ainsi, on note une augmentation d'amplitude de l'ordre de 2 lorsque les deux ondes sont en phase (Fig. 4.4c) et une diminution du même ordre lorsqu'elles sont déphasées (Fig.4.4b).
- Cette irrégularité dans la courbe d'atténuation de l'onde composée peut être observée ou non selon l'espacement $\Delta r$ entre les points de calcul. Pour l'exemple présenté ci-dessus, elle est constatée pour $\Delta r = 1$ et $\Delta r = 3$m ; par contre, elle disparaît pour $\Delta r$=5m ($\approx \lambda_R$).

Nous servirons de ces conclusions pour interpréter les résultats de mesure présentée dans la section suivante.

## 4.2.1. Présentation des essais

Nous présenterons les deux essais suivants:

- Le vibrofonçage d'un tube métallique Ø508mm (noté pieu 2 par la suite) de 12,5m de longueur à 9,30m de profondeur.
- Le vibrofonçage d'une paire de palplanches AU16 (notée palplanches 2 par la suite) de 13m de longueur à 7m de profondeur.

L'implantation des essais sur le site est illustrée dans la figure 2.4.

## 4.2.2. Équipement utilisé et mesures effectuées

### 4.2.2.1. Équipement utilisé

Les pieux et les palplanches sont installés au moyen d'un vibrofonceur ICE 815 mené d'une masse additionnelle dont les caractéristiques sont données dans le tableau 4.2. La mesure des vibrations et l'acquisition des signaux ont été effectuées au moyen des géophones triaxiaux et uniaxiaux et le sismographe StrataView utilisés dans les essais de battage (voir 2.4.1).

| | |
|---|---|
| Fréquence maximale | 1600 rpm / 26 Hz |
| Moment d'excentricité du vibrofonceur | 46 kg.m |
| Force centrifuge | 1250 kN |
| Amplitude maximale | 26 mm |
| Masse dynamique du vibrofonceur (sans les pinces) | 3550 kg |
| Masse additionnelle | 4000 kg |
| Masse totale (pour paire de palplanches AU16) | 12110 kg |
| Masse totale (pour tube ϕ508 mm) | 11360 kg |

Tableau 4.2: Caractéristiques du vibrofonceur ICE 815 utilisé dans les essais de vibrofonçage.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

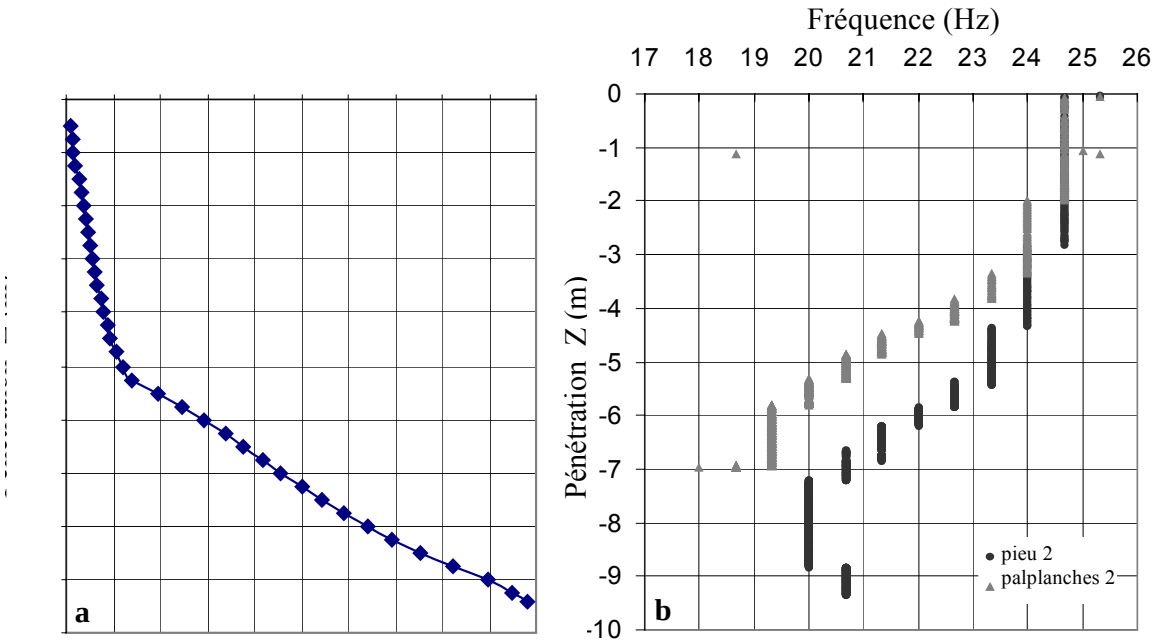
#### 4.2.2.2. Mesures effectuées

Les mesures ont été effectuées en 16 points à la surface du sol avec un espacement de 5m. L'implantation des points de mesure et des géophones sur le site est identique à celui du battage (Fig. 2.6). Lors des essais, nous avons mesuré les vibrations en séquences de mesure de 16,384s avec fréquence d'échantillonnage de 500Hz (pas d'échantillonnage $\Delta t$ = 2ms). Après chaque séquence, une phase d'enregistrement (sans mesure) de 2s a été programmée pour que les mesures soient enregistrées sur le sismographe avant de reprendre les mesures dans la séquence suivante. Comme en cas de battage, lorsque les fréquences dominantes des vibrations mesurées sont inférieures à la fréquence propre des géophones uniaxiaux (28Hz), les mesures effectuées par ces géophones ont été corrigées. À titre d'exemple, pour une fréquence dominante de 22Hz, les mesures sont corrigées en multipliant par 0,9/0,6 = 1,5 (Fig.2.7).

D'autres partenaires (LCPC, FUGRO France) ont procédé à l'enregistrement continu des paramètres suivants: la fréquence de vibration et l'amplitude du profilé, la profondeur de fiche, la pression d'huile et la puissance transmise au vibrofonceur et la force de retenue exercée par la grue.

### 4.2.3. Vibrofonçage du pieu 2

L'implantation du pieu 2 est illustrée dans la figure 2.4. On note l'existence du rideau de palplanches AU16 dans la direction de mesure 2 à une distance $R_r$ = 1,67m du centre du pieu. Le pieu 2 a été vibrofoncé jusqu'à 9,30m de profondeur avec l'ensemble des mesures présentées ci-dessus. La courbe de pénétration du pieu en fonction de temps est illustrée dans la figure 4.5a. La pénétration est devenue difficile à partir d'un enfoncement Z = 5,25m. La figure 4.5b montre la variation de la fréquence du vibrofonceur avec l'enfoncement du pieu. On note une légère diminution de la fréquence avec la pénétration.




igure 4.5 : a) Courbe de pénétration en fonction de temps (essai de vibrofonçage du pieu 2)
) Courbe (fréquence du vibreur – profondeur) (essais de vibrofonçage du pieu 2 et des palplanches 2)
(d'après Rocher-Lacoste *et al.* 2004).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

#### 4.2.3.1. Composante verticale

La figure 4.6 montre le sismogramme des signaux de la composante verticale $V_V$ enregistrés par le sismographe lorsque le pieu est vibrofoncé à une profondeur Z = 5m. On note que :

- Les signaux enregistrés à la surface du sol ont une forme périodique qui ressemble à la forme du chargement appliqué par le vibreur à la tête du pieu. Bien évidemment, les signaux acquis comprennent plusieurs ondes comme en cas de battage mais, compte tenu de la nature des vibrations induites par le vibrofonçage (vibrations contenues), la séparation de ces ondes est très difficile.

- L'amplitude des vibrations verticales décroît avec la distance du pieu.

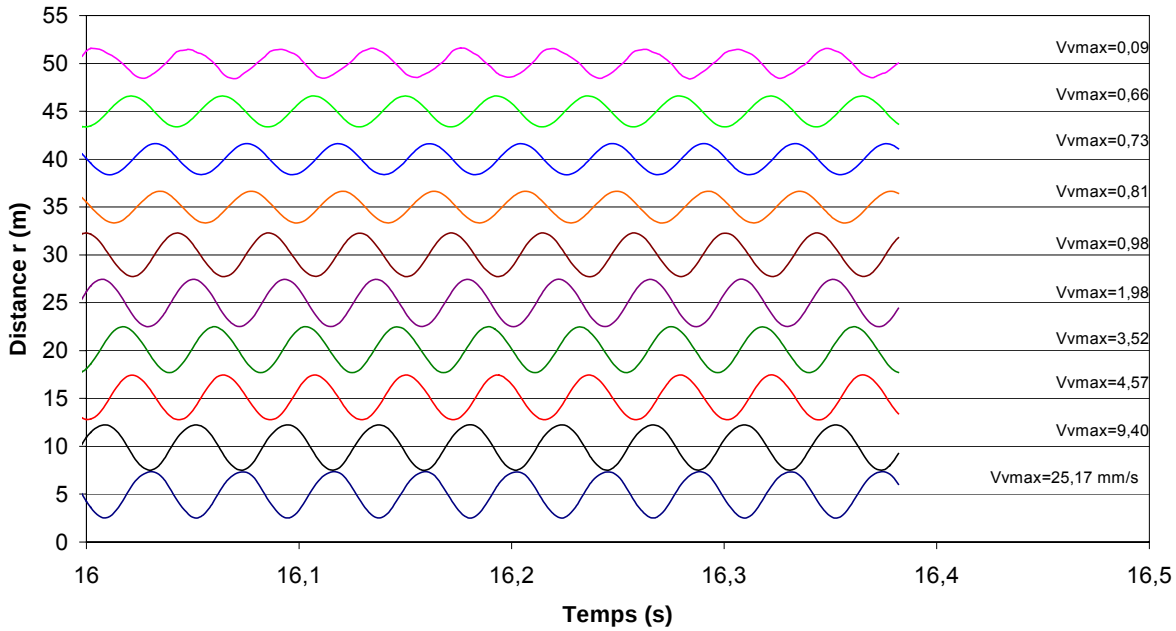



Figure 4.6: Sismogramme des enregistrements à la surface du sol de la composante verticale (enfoncement Z = 5m).

La figure 4.7a illustre l'influence de l'enfoncement Z du pieu sur l'amplitude de la composante verticale. On note une tendance d'augmentation avec l'enfoncement du pieu. Cette augmentation peut expliquée par l'augmentation avec l'enfoncement de la force dynamique appliquée par le vibreur à la tête du pieu (Fig. 4.7b). La force est calculée en multipliant la pression moyenne mesurée à la tête du pieu par la section d'acier (0,02323m²).

Le contenu fréquentiel des mesures était étudié à l'aide des transformées de Fourier. La figure 4.8a présente les spectres des mesures aux points situés à des distances r = 10, 25 et 40m. On note que :

- Les fréquences dominantes sont portées sur une bande étroite (22 à 24Hz). La largeur de cette bande est indépendante de la distance du pieu.

- L'amplitude du spectre décroît rapidement avec la distance du pieu (Fig. 4.8b).

La figure 4.8c présente le spectre du signal enregistré par la jauge de déformation installée en tête du pieu. Elle montre que la fréquence des vibrations mesurées est du même



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

ordre que celle du vibreur. Ceci confirme que les fréquences dominantes des vibrations induites dans le sol par le vibrofonçage sont contrôlées par la fréquence du vibreur.

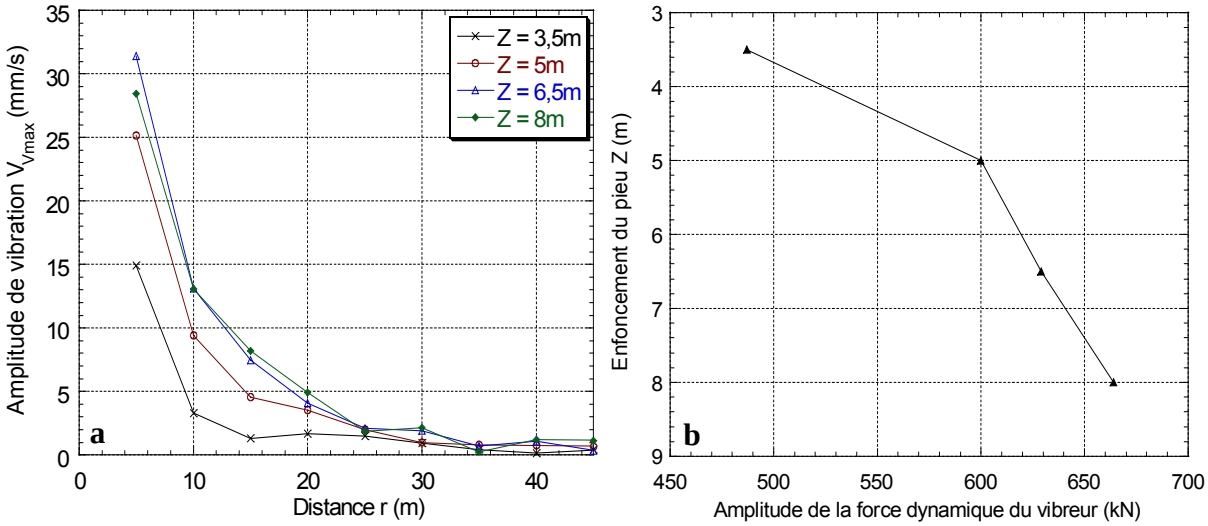



Figure 4.7 : a) Influence de l'enfoncement du pieu sur les vibrations verticales.
b) Variation de l'enfoncement avec l'amplitude de la force.

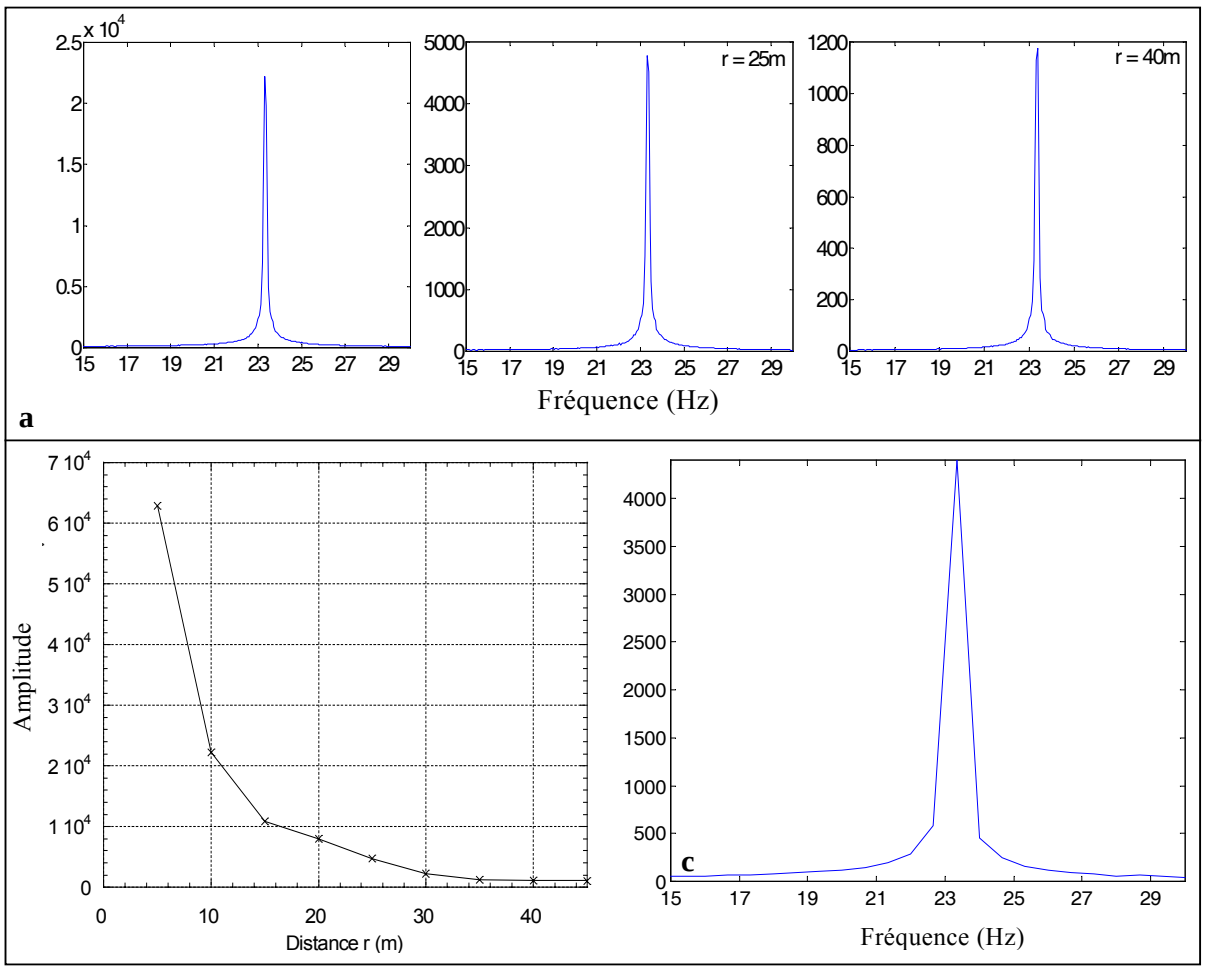



Figure 4.8 : a) Spectres des mesures des vibrations à différentes distances du pieu (Z = 5m).
b) Variation du pic du spectre des vibrations verticales (Z = 5m)
c) Spectre du signal enregistré par la jauge de déformations installée en tête du pieu (Z=5m).

© 2005 Tous droits réservés. 

## Atténuation des vibrations

La forme des courbes d'atténuation des vibrations verticales (Fig. 4.7a) ressemble généralement à celle obtenue lors du battage. Mais en cas de vibrofonçage, on note, quelquefois, une forme irrégulière (onduleuse) surtout dans la zone éloignée du pieu. Cette irrégularité peut être expliquée par la superposition avec phasage et déphasage des ondes induites par le vibrofonçage.

Contrairement au battage, l'influence de l'enfoncement du pieu sur la forme des courbes d'atténuation lors du vibrofonçage ne peut pas être négligée à cause le phénomène d'interférence d'ondes qui dépend de l'enfoncement du pieu. Ainsi, l'étude de l'atténuation devrait s'effectuer pour les différents enfoncements. Dans cette section, nous avons choisi le cas de Z = 5m pour illustrer la procédure d'analyse mais les résultats sont donnés également pour d'autres valeurs d'enfoncement (Z = 3,5m ; Z = 6,5m et Z = 8m).

Comme en cas de battage, nous avons calibré la relation empirique de Bornitz (Eq. 2.3) selon les deux approches présentées auparavant (voir 2.5.1.2) (première approche: estimation de n pour $\alpha = 0$ ; et seconde approche : estimation de $\alpha$ pour n = 0,5).

La figure 4.9 et le tableau 4.3 donnent les résultats de la première approche. R est le coefficient de détermination de la courbe de tendance. On note que la présentation des mesures de $V_V$ sur un graphique (log-log) donne une ligne droite (avec coefficient de détermination R = 0,9 - 0,99). La valeur du coefficient n est la pente de cette ligne. Elle est de l'ordre de 1,8 qui est éloignée de celle ondes de surface (n = 0,5).

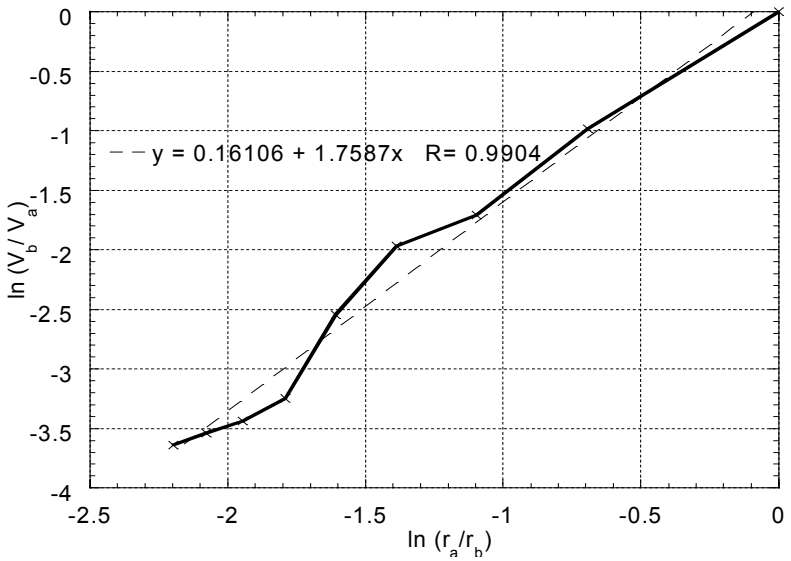



Figure 4.9 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures de la composante verticale $V_V$ (Z = 5m): première approche (calcul de n pour $\alpha = 0$).

| Z = 3,5m | | Z = 5m | | Z = 6,5m | | Z = 8m | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| n | R | n | R | n | R | n | R |
| 1,72 | 0,9282 | 1,76 | 0,9904 | 1,94 | 0,9692 | 1,81 | 0,8986 |

Tableau 4.3 : Amortissement géométrique obtenu par la calibration de la relation de Bornitz ($\alpha = 0$).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

La figure 4.10 illustre les résultats obtenus selon la seconde approche en prenant comme référence l'amplitude mesurée au premier point de mesure ($r_a$ = 5m ) (Fig. 4.10a) et au second point de mesure ($r_a$ = 10m) (Fig. 4.10b). Les résultats obtenus pour plusieurs valeurs de Z montrent que la considération de $r_a$ = 5m donne des résultats meilleurs que ceux obtenus en considérant $r_a$ = 10m.

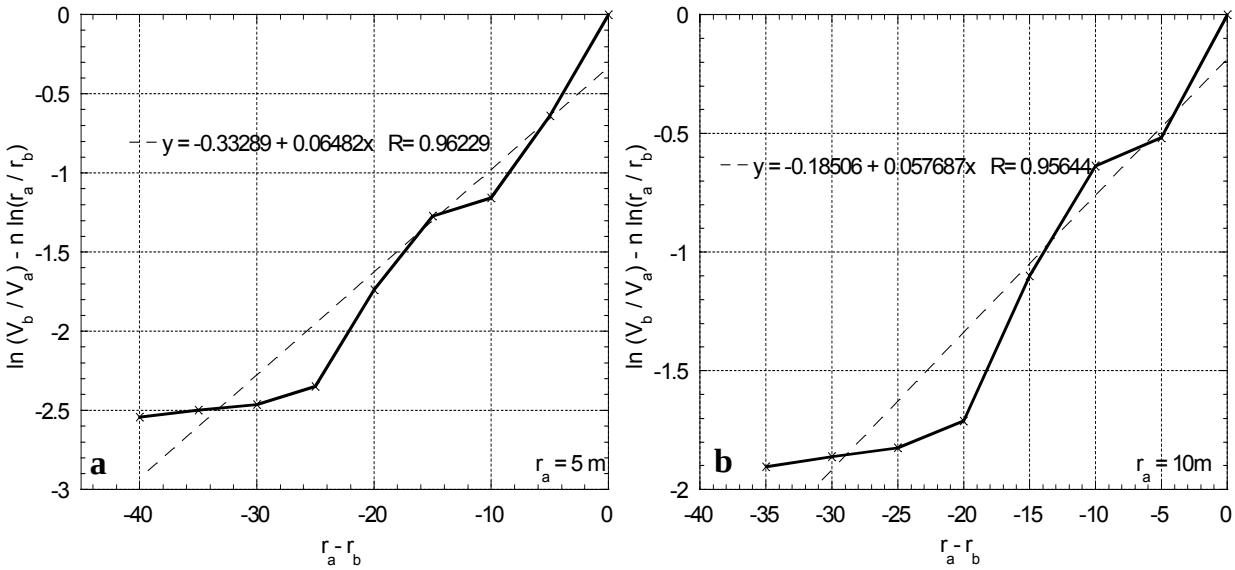



Figure 4.10 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures de la composante verticale (calcul de α pour n = 0,5): a) $r_a$ = 5 m b) $r_a$ = 10m.

Les résultats obtenus (valeurs de α et R) pour les différents enfoncements sont donnés dans le tableau 4.4. On note que :

- Les valeurs du coefficient d'amortissement matériel obtenues pour les différents enfoncements sont proches (α = 0,06 - 0,08 $m^{-1}$).
- Contrairement au battage, la précision sur α est meilleure si on considère la totalité de la courbe d'atténuation et pas seulement la seconde partie (r ≥ 10m). Pourtant, cette précision varie considérablement avec l'enfoncement, ce qui peut être expliqué par l'irrégularité des courbes d'atténuation pour certains enfoncements du pieu (Fig. 4.7a).

| Z = 3,5m | | Z = 5m | | Z = 6,5m | | Z = 8m | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| α ($m^{-1}$) | R | α ($m^{-1}$) | R | α ($m^{-1}$) | R | α ($m^{-1}$) | R |
| 0,063 | 0,8524 | 0,064 | 0,9623 | 0,078 | 0,9739 | 0,068 | 0,8177 |

Tableau 4.4: Amortissement matériel obtenu par la calibration de la relation de Bornitz (n=0,5 et $r_a$=5).

La figure 4.11 montre la courbe d'atténuation expérimentale ainsi que les trois courbes calculées à partir de la relation de Bornitz avec α = 0,06$m^{-1}$ et n = 0,5 ; n = 1 et n = 2. À partir des figures semblables établies pour les différents valeurs de l'enfoncement Z, on note que les courbes expérimentales d'atténuation commencent par une diminution rapide près du pieu (1<n<2), ce qui désigne des ondes de volume qui se propagent dans le champ proche (n = 2) et puis dans le champ lointain (n = 1). Avec l'augmentation de la distance du pieu, l'atténuation décroît et la courbe d'atténuation expérimentale tend vers la courbe d'atténuation des ondes de surface (n = 0,5).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

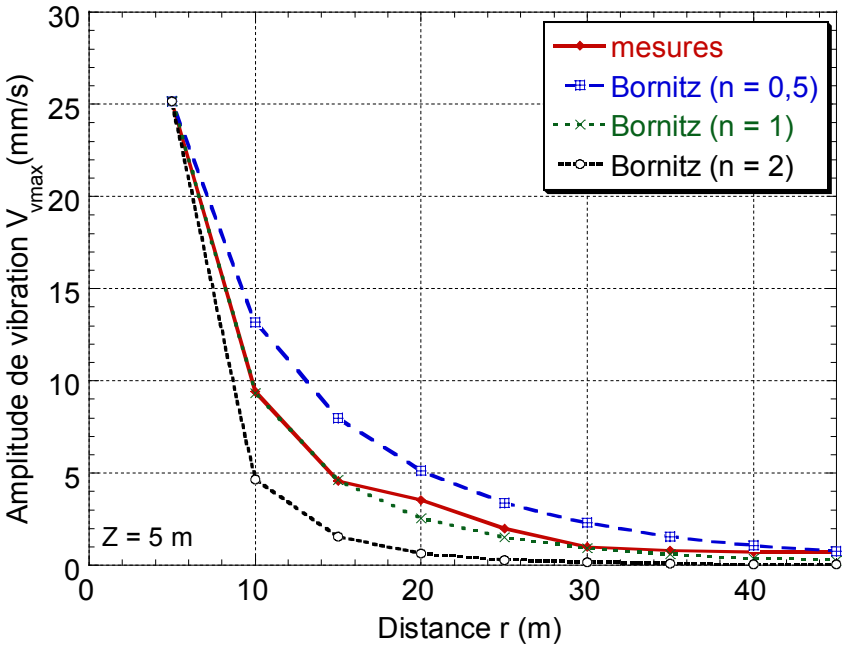



Figure 4.11 : Comparaison de la courbe d'atténuation expérimentale avec la relation de Bornitz pour différentes valeurs du coefficient d'amortissement géométrique n ($\alpha$ = 0,06 m-1).

### 4.2.3.2. Composantes longitudinale et transversale

La figure 4.12 illustre les sismogrammes des composantes longitudinale $V_L$ et transversales $V_T$ pour un enfoncement Z = 5m. On note que la forme des vibrations $V_L$ et $V_T$ ressemble à celle de $V_V$ (Fig. 4.6) où on note des vibrations périodiques, plutôt sinusoïdale, qui ressemblent à celles du chargement appliqué par le vibreur.

La figure 4.13 illustre l'influence de l'enfoncement du pieu sur l'amplitude des mesures de la composante longitudinale $V_L$. Comme pour la composante verticale, on note que l'amplitude des vibrations longitudinales varie avec l'enfoncement du pieu. On remarque également la forme onduleuse des courbes d'atténuation.

La figure 4.14 présente un exemple des spectres des mesures des deux composantes longitudinale $V_L$ et transversale $V_T$ à une distance r = 25m du pieu. Les spectres obtenus ressemblent au spectre de la composante verticale (Fig. 4.8a). Les vibrations ont la bande de fréquences du vibreur.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

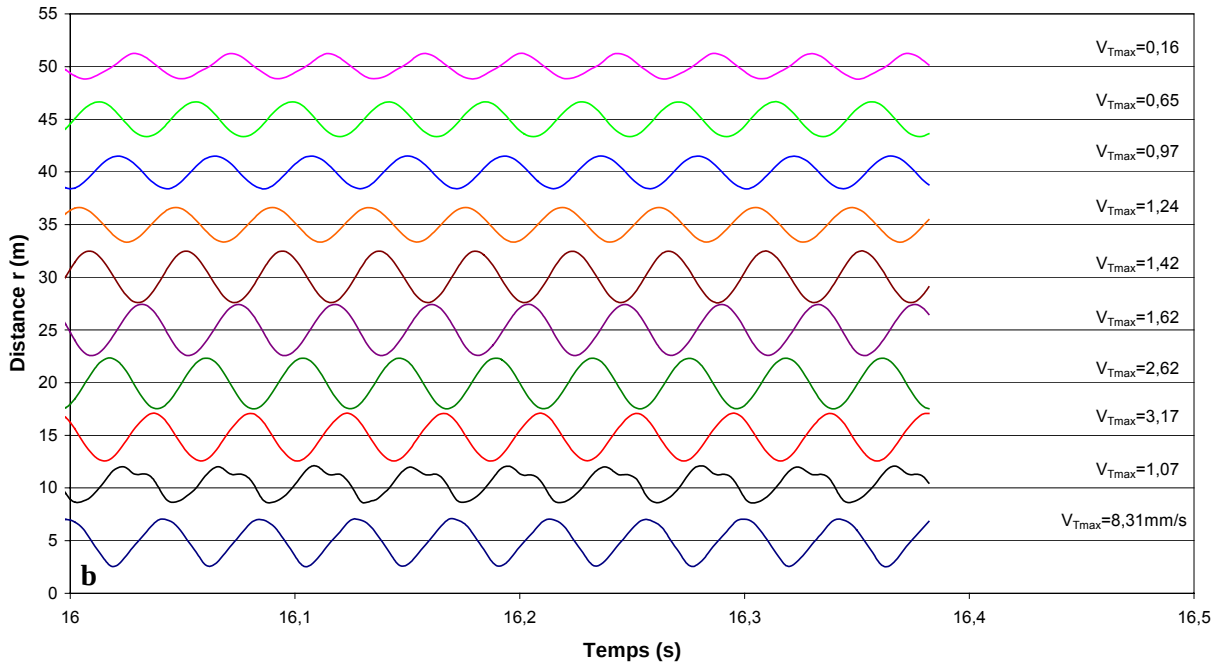



Figure 4.12 : Enregistrements à la surface du sol pour un enfoncement Z = 5m:
a) composante longitudinale $V_L$ b) composante transversale $V_T$.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

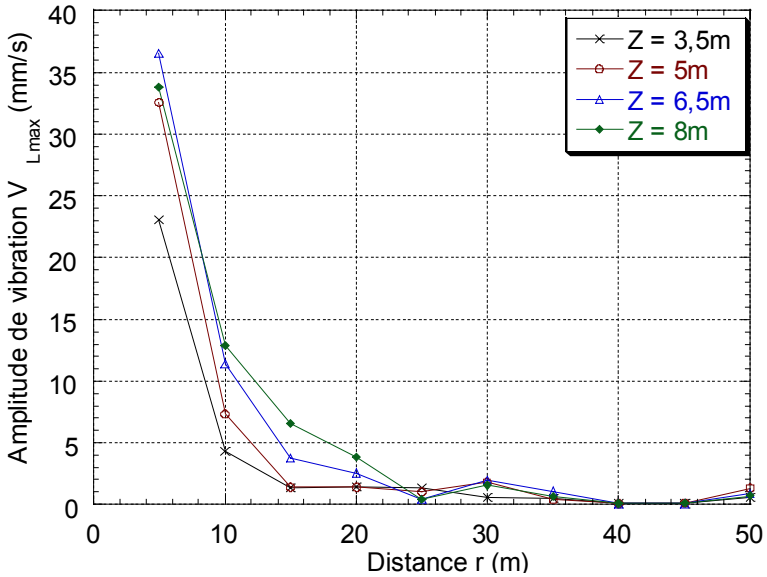



Figure 4.13 : Influence de l'enfoncement du pieu sur l'amplitude des vibrations longitudinales.

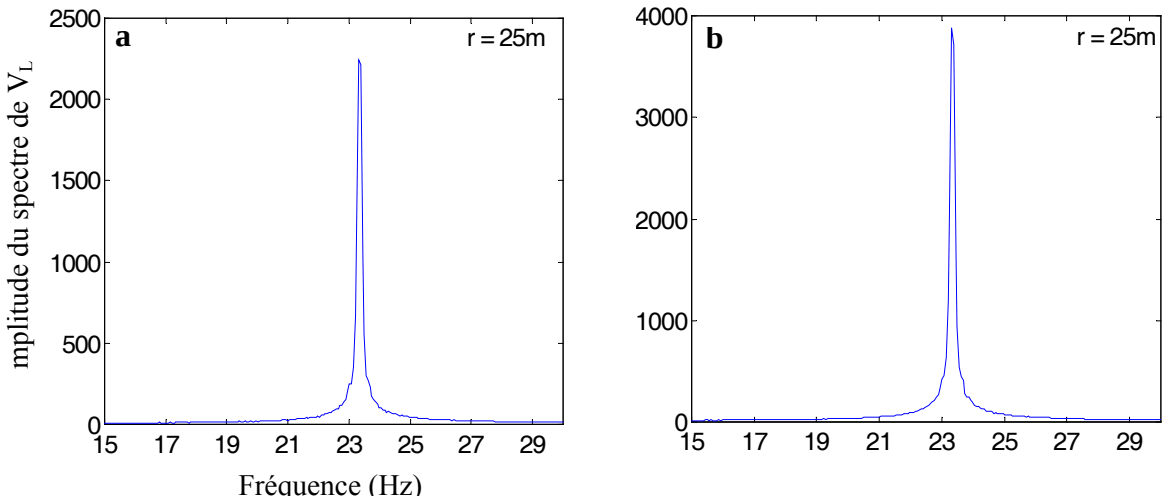



Figure 4.14 : Spectres des mesures des vibrations à distance r = 25m du pieu (Z = 5m):
a) composante longitudinale $V_L$ b) composante transversale $V_T$.

## Atténuation des vibrations

Les courbes d'atténuation des mesures de la composante longitudinale $V_L$ (Fig. 4.13) montrent une variation irrégulière de l'amplitude avec la distance (forme onduleuse) dans la zone lointaine du pieu. Cette irrégularité est due à la superposition des ondes induites par le vibrofonçage. Elle est plus importante dans la direction longitudinale que dans la direction verticale.

Comme pour la composante verticale, l'étude de l'atténuation est réalisée pour différents enfoncements du pieu. Nous avons choisi le cas Z = 5m pour illustrer la procédure d'analyse mais les résultats sont donnés pour d'autres valeurs d'enfoncement (Z=3,5m ; Z=6,5m et Z=8m).

© 2005 Tous droits réservés. 

La figure 4.15 et les tableaux 4.5 et 4.6 donnent les résultats de calibration de la relation de Bornitz (Eq. 2.3) sur les mesures de la composante longitudinale selon la première approche ($\alpha = 0$) et la seconde approche ($n = 0,5$ et $r_a = 5m$). On note que :

- La précision des résultats obtenus pour la composante longitudinale par les deux approches est nettement inférieure à celle obtenue pour la composante verticale.
- Les valeurs des coefficients n et $\alpha$ sont de l'ordre de $n = 2,1 – 2,5$ et $\alpha = 0,07 – 0,09m^{-1}$. Ces valeurs sont supérieures à celles trouvées pour la composante verticale.

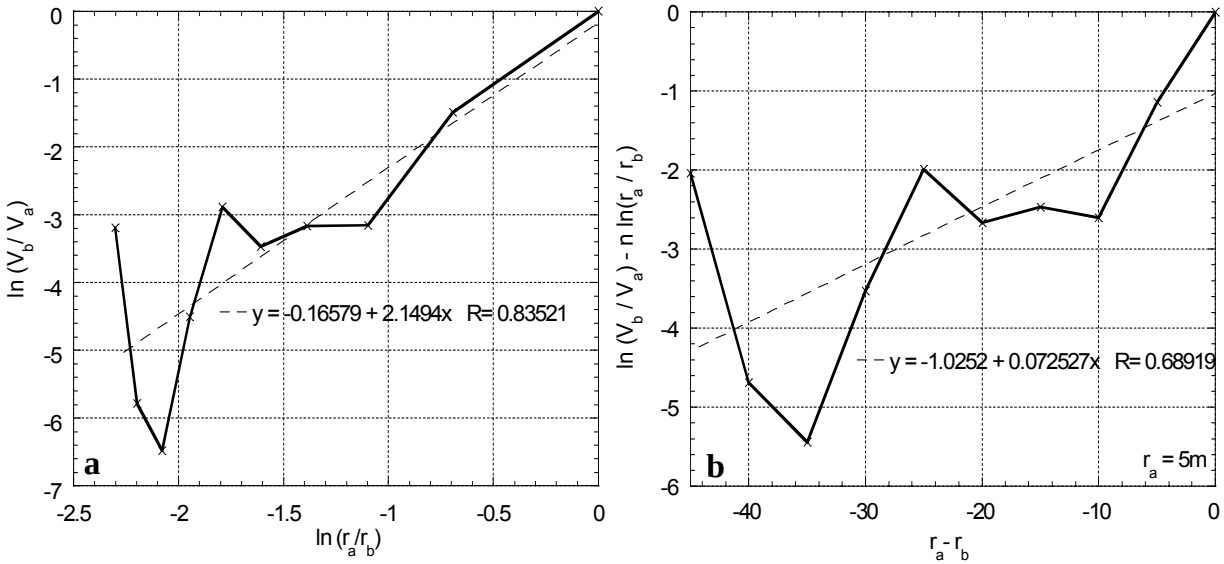



Figure 4.15 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures longitudinales(enfoncement Z= 5m): a) 1ère approche: estimation de n pour $\alpha = 0$ b) 2ème approche: estimation de $\alpha$ pour $n = 0,5$ et $r_a = 5m$.

| Z = 3,5m | | Z = 5m | | Z = 6,5m | | Z = 8m | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| n | R | n | R | n | R | n | R |
| 2,17 | 0,8841 | 2,15 | 0,8352 | 2,35 | 0,8606 | 2,43 | 0,8908 |

Tableau 4.5: Résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les vibrations longitudinales ($\alpha = 0$).

| Z = 3,5m | | Z = 5m | | Z = 6,5m | | Z = 8m | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\alpha$ ($m^{-1}$) | R | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R |
| 0,077 | 0,7831 | 0,073 | 0,6892 | 0,086 | 0,7668 | 0,090 | 0,8220 |

Tableau 4.6: Résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les vibrations longitudinales ($n = 0,5$ et $r_a = 5m$).

La courbe expérimentale d'atténuation ($V_{Lmax} – r$) avec les trois courbes tracées à partir de la relation de Bornitz avec $\alpha = 0,08m^{-1}$ et $n = 0,5$ ; $n = 1$ et $n = 2$ (Fig. 4.16) donnent des résultats semblables à ceux obtenus pour la composante verticale (Fig. 4.11).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

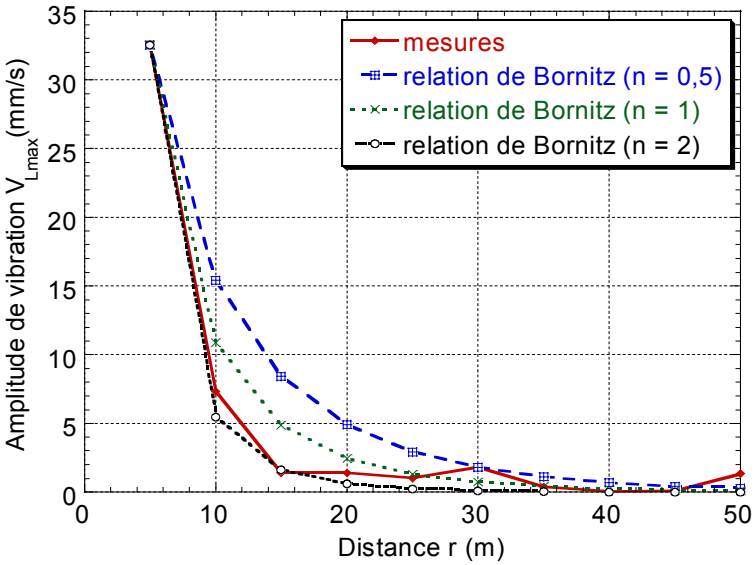



Figure 4.16 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des vibrations longitudinales en faisant varier le coefficient d'amortissement géométrique n ($\alpha$ = 0,08 $m^{-1}$).

### 4.2.3.3. Analyse globale des mesures

Pour un enfoncement du pieu Z = 5m, la figure 4.17 illustre les courbes d'atténuation des trois composantes et de leur résultant $V = \sqrt{V_V^2 + V_L^2 + V_T^2}$ .

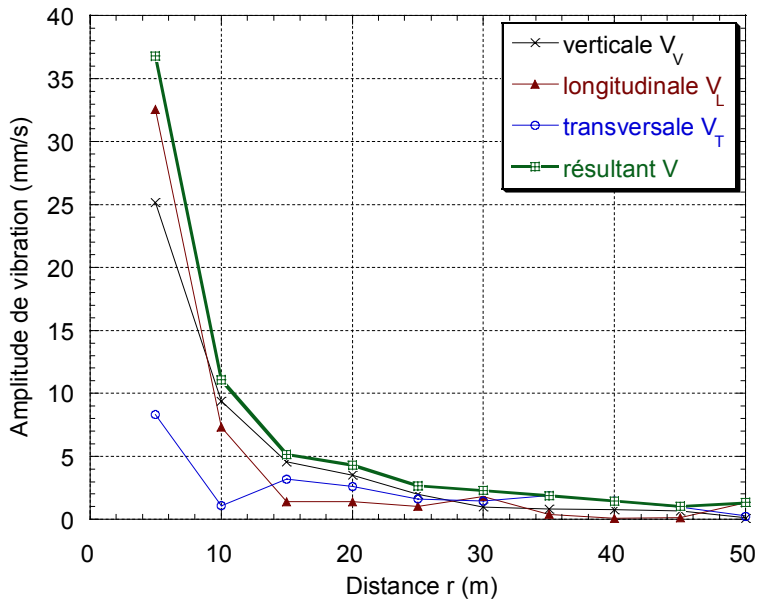



Figure 4.17 : Courbes d'atténuation des trois composantes et du résultant des vibrations mesurées à la surface du sol (enfoncement Z = 5m).

On note que :

- Au voisinage du pieu (r = 5m), la composante longitudinale présente l'amplitude la plus importante. Le rapport ($V_{Lmax}/V_{Vmax}$) diminue avec l'enfoncement du pieu. À titre d'exemple, il prend les valeurs de 1,55 ; 1,29 et 1,19 pour les enfoncements Z = 3,5 ; 5 et 8m, respectivement.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

- Lorsque la distance augmente (r ≥ 10m), la forme onduleuse des courbes rend difficile la distinction d'une composante dominante.

- Contrairement au battage, l'amplitude de la composante transversale ne peut pas être négligée.

- L'irrégularité des courbes d'atténuation (forme onduleuse) est notée surtout sur les courbes d'atténuation des composantes longitudinale et transversale. Par contre, les courbes d'atténuation de la composante verticale et du résultant montrent une diminution quasi-continue de l'amplitude avec la distance du pieu.

Les résultats de calibration de la relation de Bornitz aux mesures des trois composantes et du résultant obtenus par la première approche ($\alpha = 0$) et la seconde approche ($n = 0,5$) sont présentés dans la figure 4.18. On note que les deux courbes présentant le résultant V et la composante verticale $V_V$ ont quasiment la même forme qui peut être présentée par une ligne droite. Par contre, les courbes représentant les deux autres composantes sont loin d'être droites.

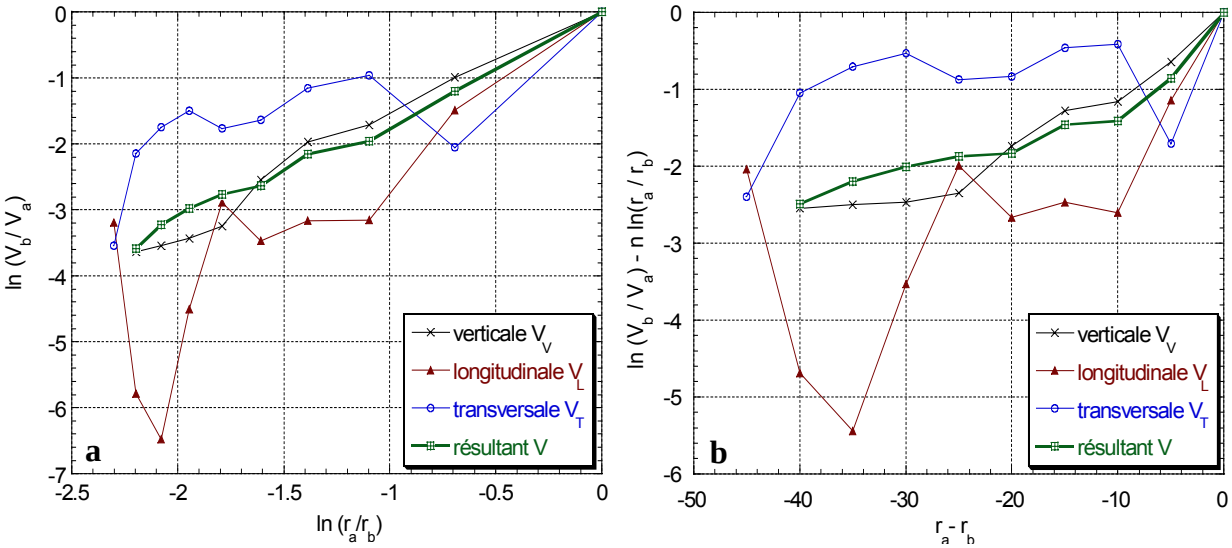



Figure 4.18: Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des vibrations (Z = 5m):
a) estimation de n pour $\alpha = 0$ b) estimation de $\alpha$ pour $n = 0,5$ et $r_a = 5$m.

La même analyse a été effectuée pour différentes valeurs d'enfoncement. Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux 4.7 et 4.8. On note que :

- L'utilisation des deux approches pour déterminer les valeurs des coefficients d'amortissement n et $\alpha$ donne des résultats fiables (valeur relativement élevée du coefficient de détermination R) pour le résultant et la composante verticale. Par contre, leur utilisation pour les deux composantes longitudinale et transversale donne des résultats moins bons.

- Les valeurs de n et $\alpha$ obtenues pour le résultant et la composante verticale sont supérieures aux valeurs obtenues en battage (voir tableaux 2.4 et 2.5). Ceci est dû à l'influence de la fréquence des vibrations qui a été trouvée plus grande en vibrofonçage ($f \approx 23$ Hz) qu'en battage ($f \approx 16$ Hz).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

| | Composante $V_L$ | | Composante $V_T$ | | Composante $V_V$ | | Résultant V | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | n | R | n | R | n | R | n | R |
| Z = 3,5m | 2,17 | 0,8841 | 1,39 | 0,9264 | 1,72 | 0,9282 | 1,74 | 0,9710 |
| Z = 5m | 2,15 | 0,8352 | 0,90 | 0,7272 | 1,76 | 0,9904 | 1,55 | 0,9956 |
| Z = 6,5m | 2,35 | 0,8606 | 1,1 | 0,7506 | 1,94 | 0,9692 | 1,59 | 0,9765 |
| Z = 8m | 2,43 | 0,8908 | 0,90 | 0,8381 | 1,81 | 0,8986 | 1,61 | 0,9837 |

Tableau 4.7 : Résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des trois composantes et de leur résultant ($\alpha = 0$).

| | Composante $V_L$ | | Composante $V_T$ | | Composante $V_V$ | | Résultant V | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R |
| Z = 3,5m | 0,077 | 0,7831 | 0,049 | 0,9515 | 0,063 | 0,8524 | 0,064 | 0,9370 |
| Z = 5m | 0,073 | 0,6892 | 0,023 | 0,4946 | 0,064 | 0,9623 | 0,052 | 0,9382 |
| Z = 6,5m | 0,086 | 0,7668 | 0,029 | 0,5270 | 0,078 | 0,9739 | 0,055 | 0,9111 |
| Z = 8m | 0,090 | 0,8220 | 0,022 | 0,6418 | 0,068 | 0,8177 | 0,057 | 0,9437 |

Tableau 4.8 : Résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des trois composantes et de leur résultant ($n = 0,5$ et $r_a = 5$m).

### 4.2.3.4. Influence de l'existence du rideau de palplanches

Nous avons étudié l'influence de l'existence du rideau de palplanches AU16 dans la direction de mesure 2 à une distance $R_r = 1,67$m à partir de l'axe du pieu 2 (Fig. 2.4). Pour cela, nous avons comparé pour trois valeurs d'enfoncement du pieu (Z = 3,5 ; Z = 5m et Z = 8m) les courbes d'atténuation dans les deux directions de mesure 1 et 2. Les résultats sont illustrés dans la figure 4.19.

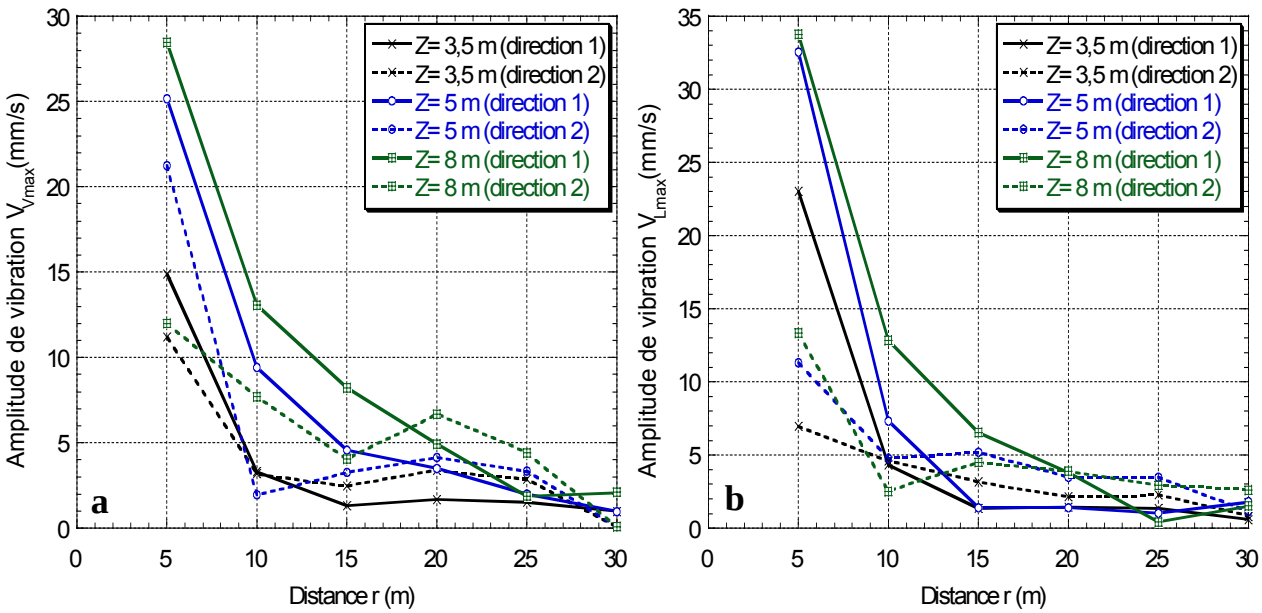



Figure 4.19 : Influence de l'existence du rideau de palplanches sur les vibrations induites:
a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinales $V_L$.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

On note que:

- L'existence du rideau réduit considérablement l'amplitude maximale des vibrations derrière le rideau (r = 5m). Contrairement au battage, cette diminution est plus importante dans la direction longitudinale que dans la direction verticale.
- Les courbes d'atténuation dans la direction de mesure 2 tendent d'avoir une forme onduleuse. Cette tendance est de plus en plus remarquable avec l'enfoncement du pieu. Ainsi, la diminution d'amplitude notée juste après le rideau (r = 5m) devient moins importante avec la distance r avec quelquefois des valeurs d'amplitude dans la direction 2 qui sont supérieures à celles dans la direction de mesure 1. Ce phénomène peut être dû au fait que l'existence du rideau perturbe la propagation des ondes et cause ainsi des changements importants dans la forme des courbes d'atténuation.

## 4.2.4. Vibrofonçage des palplanches 2

L'implantation des palplanches est illustrée dans la figure 2.4. Les palplanches ont été vibrofoncées jusqu'à 7m de profondeur. La figure 4.20 illustre la courbe de pénétration des palplanches en fonction de temps. La pénétration est devenue difficile à partir d'un enfoncement Z = 4m. À cause un problème technique, l'essai a été arrêté pour quelques minutes lorsque le vibrofonçage était effectué à 1m de profondeur avant que le vibrofonçage ait repris avec remise du temps à zéro. La variation de la fréquence du vibrofonceur avec l'enfoncement des palplanches a été présentée dans la figure 4.5b qui montre une légère diminution de la fréquence avec la pénétration.

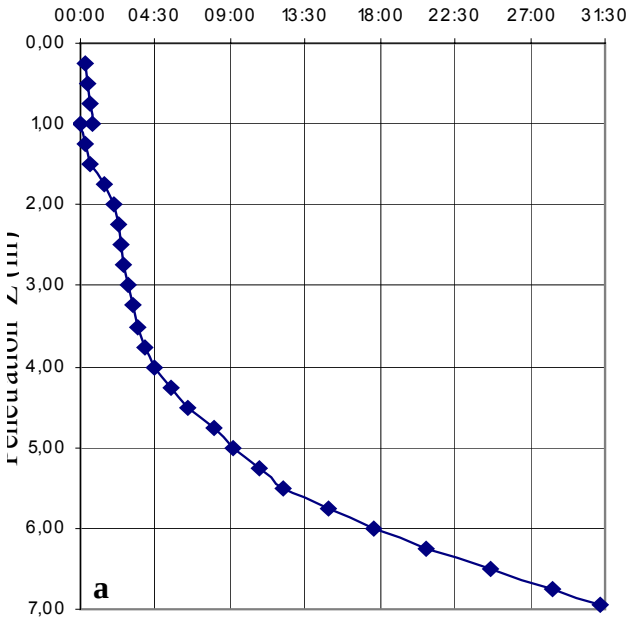



Figure 4.20 : Courbe de pénétration en fonction de temps (d'après Rocher-Lacoste *et al.*, 2004).

### 4.2.4.1. Composante verticale

Le sismogramme des vibrations verticales enregistrées par pour un enfoncement des palplanches Z = 6,5m est illustré dans la figure 4.21. La forme des signaux enregistrés est

© 2005 Tous droits réservés. 

semblable à celle notée en cas du vibrofonçage du pieu 2 (Fig. 4.6). L'amplitude des vibrations varie irrégulièrement (forme onduleuse) avec la distance des palplanches.

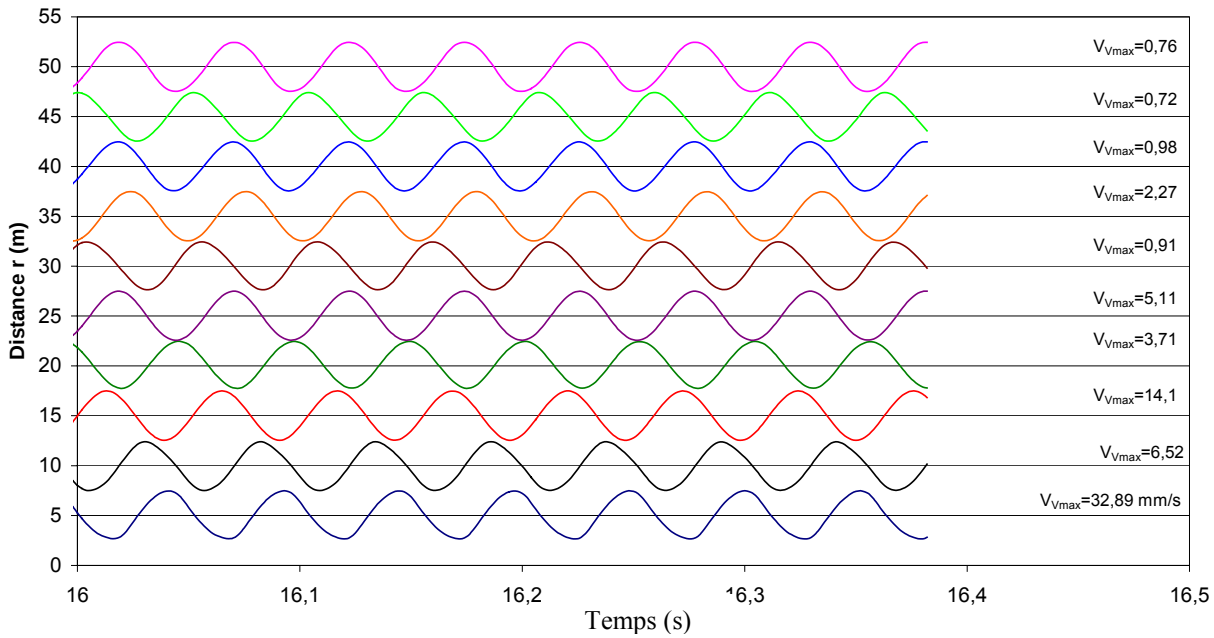



Figure 4.21 : Sismogramme des enregistrements à la surface du sol de la composante verticale (enfoncement Z = 6,5m).

La figure 4.22a montre l'influence de l'enfoncement des palplanches sur l'amplitude des vibrations verticales à la surface du sol. Comme en cas du vibrofonçage du pieu 2, on note une tendance d'augmentation avec l'enfoncement, ce qui peut être expliquée par l'augmentation avec l'enfoncement de la force dynamique appliquée par le vibreur (Fig.4.22b). L'irrégularité des courbes d'atténuation devient de plus en plus significative avec l'enfoncement des palplanches.

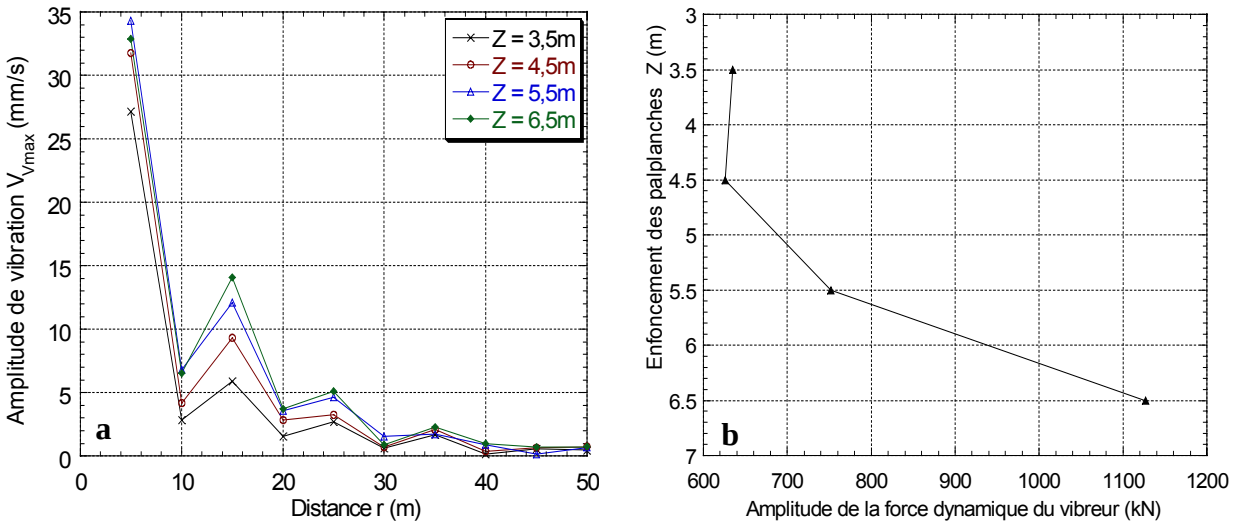



Figure 4.22 : a) Influence de l'enfoncement des palplanches sur les vibrations verticales.
b) Variation de l'enfoncement avec l'amplitude de la force.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Pour un enfoncement Z = 6,5m, la figure 4.23 présente les spectres des mesures aux points situés à des distances r = 10, 25 et 40m. Les résultats ressemblent à ceux obtenus en cas du vibrofonçage du pieu 2 (Fig. 4.8a). La fréquence des vibrations mesurées (f ≈ 19,25 Hz) est du même ordre que celle du vibreur (Fig. 4.5b).

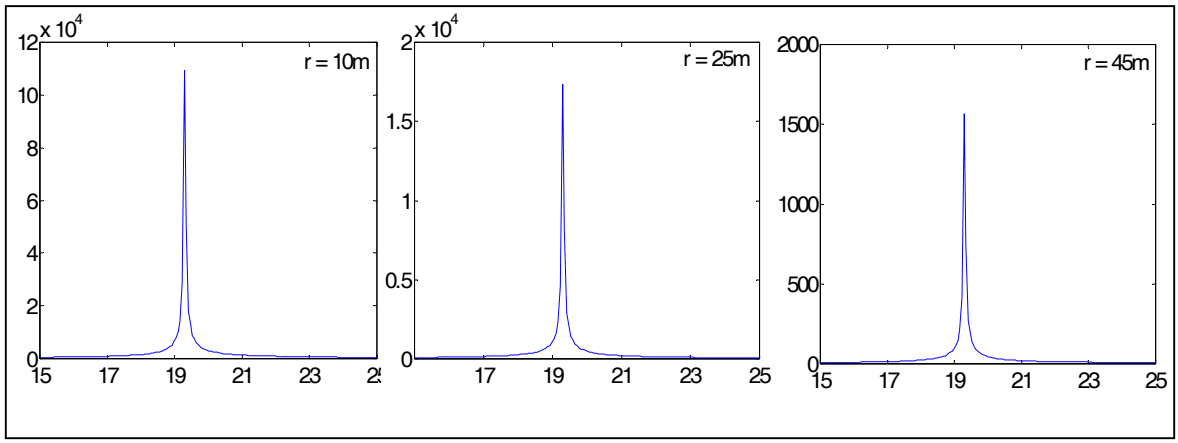



Figure 4.23 : Spectres des vibrations verticales à différentes distances des palplanches (Z = 6,5m).

La figure 4.24 montre la variation du pic du spectre avec la distance. On note une variation irrégulière avec une forme semblable à celle de la courbe d'atténuation ($V_{Vmax}$ – r).

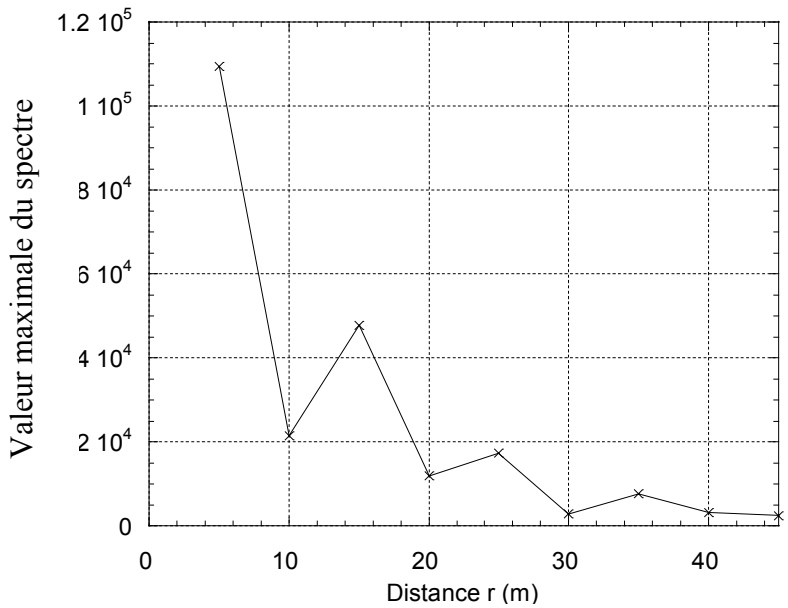



Figure 4.24 : Variation du pic du spectre des vibrations verticales avec la distance (Z = 6,5m).

## Atténuation des vibrations

La figure 4.22a montre que l'amplitude des vibrations verticales varie irrégulièrement avec la distance et la forme de la courbe d'atténuation est onduleuse. Cette irrégularité est due à la superposition avec phasage et déphasage des ondes induites par le vibrofonçage.

Nous avons choisi le cas de Z = 6,5m pour illustrer la procédure d'analyse. Mais, compte tenu de l'influence de l'enfoncement, les résultats sont donnés pour plusieurs enfoncements (Z = 3,5m ; Z = 4,5m ; Z = 5,5m et Z = 6,5m).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Comme en cas du vibrofonçage du pieu 2, nous avons calibré la relation de Bornitz selon les deux approches présentées auparavant (voir 2.5.1.2). Les résultats obtenus par la première approche sont donnés dans la figure 4.25 et le tableau 4.9. On note que la première approche donne des valeurs du coefficient n du même ordre que celles obtenues en cas du vibrofonçage du pieu 2 (n ≈ 1,8). Par contre, les résultats sont moins bons en cas des palplanches à cause l'irrégularité (forme onduleuse) des courbes d'atténuation. Les valeurs obtenues de n sont éloignées de celle des ondes de surface (n = 0,5).

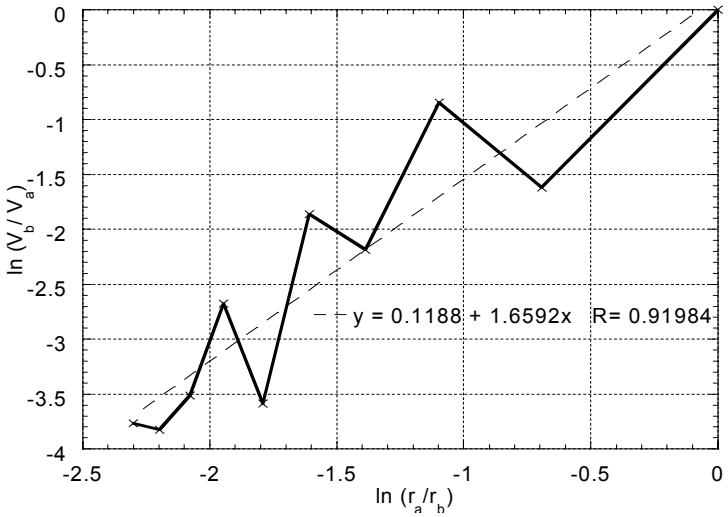



Figure 4.25 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des vibrations verticales selon la première approche (calcul de n pour α = 0) (Z = 6,5m).

| Z = 3,5m | | Z = 4,5m | | Z = 5,5m | | Z = 6,5m | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| n | R | n | R | n | R | n | R |
| 1,78 | 0,8770 | 1,68 | 0,9059 | 1,89 | 0,9009 | 1,66 | 0,9198 |

Tableau 4.9 : Résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les vibrations verticales (α = 0).

La figure 4.26 et le tableau 4.10 montrent les résultats obtenus par la seconde approche :

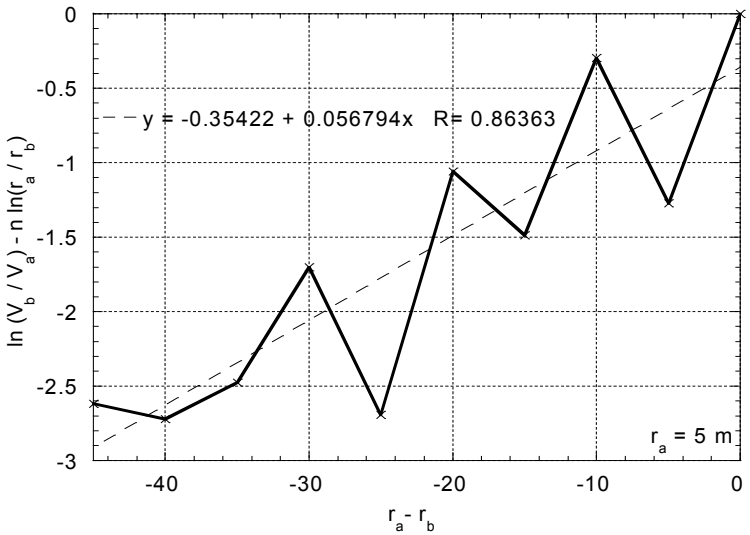



Figure 4.26 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures de la composante verticale (calcul de α pour n = 0,5 et $r_a$ = 5 m)(Z = 6,5m).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

| Z = 3,5m | | Z = 4,5m | | Z = 5,5m | | Z = 6,5m | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| α ($m^{-1}$) | R | α ($m^{-1}$) | R | α ($m^{-1}$) | R | α ($m^{-1}$) | R |
| 0,060 | 0,7689 | 0,055 | 0,8055 | 0,070 | 0,8758 | 0,057 | 0,8636 |

Tableau 4.10 : Résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des vibrations verticales (n = 0,5 et $r_a$ = 5m).

On note que les valeurs du coefficient α sont proches de celles obtenues en cas du vibrofonçage du pieu 2 (Tab. 4.4), mais avec moins de précision ; ce qui est dû à l'irrégularité des courbes d'atténuation qui est plus remarquable en cas des palplanches.

Les figures 4.27a et 4.27b montrent la courbe d'atténuation expérimentale et les trois courbes tracées à partir de la relation de Bornitz avec n = 0,5 ; n = 1 et n = 2 pour deux enfoncements des palplanches Z = 4,5m (α = 0,055$m^{-1}$) et Z = 6,5m (α = 0,057$m^{-1}$). On note une diminution rapide de l'amplitude près du pieu (n = 2), ce qui désigne des ondes de volume qui se propagent dans le champ proche. À partir d'une certaine distance (r = 10m dans notre étude), on note une forte perturbation dans la forme des courbes expérimentales, ce qui signifie une interférence de différents types d'ondes, volume (n = 1 à 2) et surface (n = 0,5).

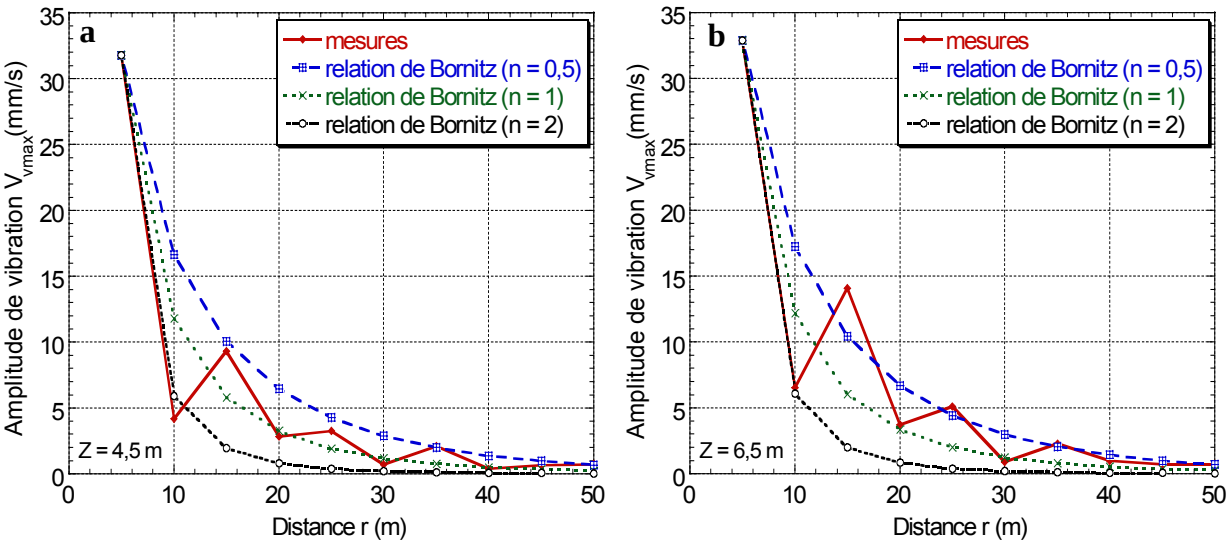



Figure 4.27 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des vibrations verticales en faisant varier le coefficient d'amortissement géométrique n :
a) Z = 4,5m et α = 0,055$m^{-1}$ b) Z = 6,5m et α = 0,057$m^{-1}$.

### 4.2.4.2. Composantes longitudinales et transversale

Pour tout enfoncement des palplanches, les sismogrammes des composantes longitudinale $V_L$ et transversales $V_T$ sont semblables à celui de la composante verticale $V_V$ (Fig. 4.21).

La figure 4.28 montre l'influence de l'enfoncement des palplanches sur l'amplitude de la composante longitudinale. Les résultats obtenus sont semblables à ceux de la composante verticale (Fig. 4.22). Contrairement au vibrofonçage du pieu, la forme onduleuse des courbes d'atténuation des vibrations induites par le vibrofonçage des palplanches est moins importante dans la direction longitudinale que dans la direction verticale.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

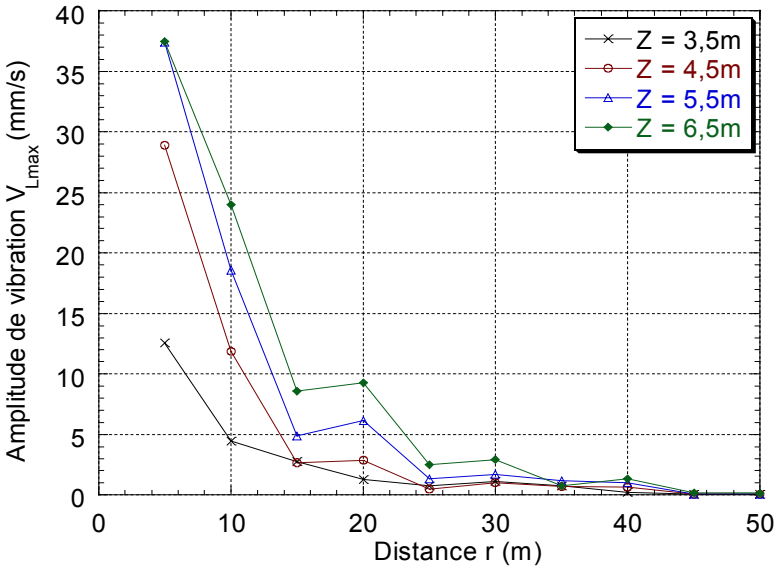



Figure 4.28 : Influence de l'enfoncement des palplanches sur l'amplitude des vibrations longitudinales.

Pour un enfoncement Z = 6,5m, la figure 4.29 présente un exemple des spectres des mesures des deux composantes longitudinale $V_L$ et transversale $V_T$ à r = 25m des palplanches. Les résultats obtenus sont semblables à ceux de la composante verticale (Fig. 4.23).

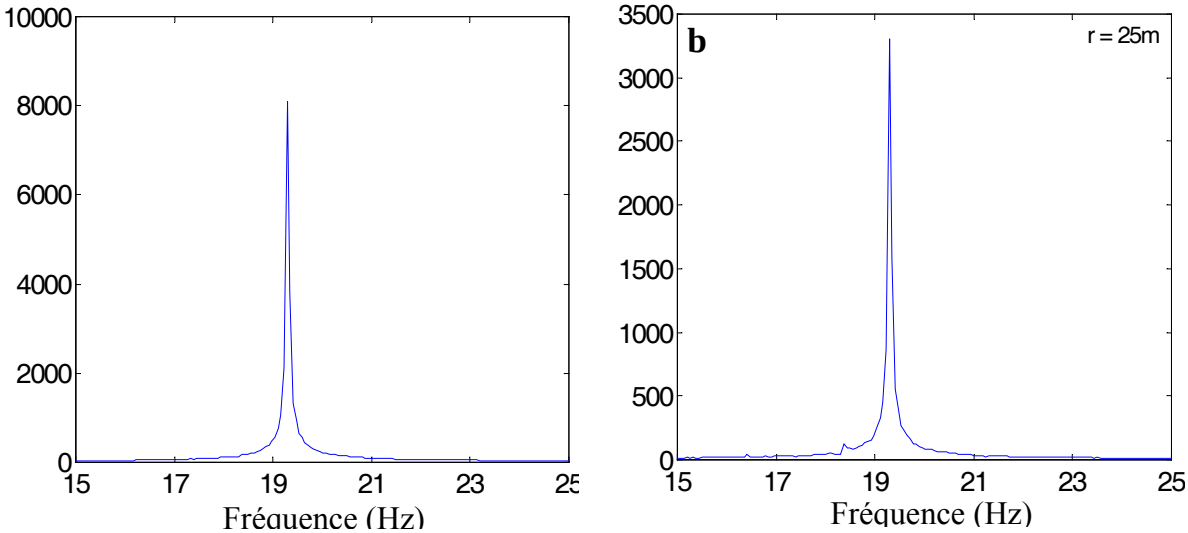



Figure 4.29 : Spectres des mesures des vibrations à distance r = 25m des palplanches (Z = 6,5m): a) composante longitudinale $V_L$ b) composante transversale $V_T$.

## Atténuation des vibrations

Nous avons choisi le cas Z = 6,5m pour illustrer la procédure d'analyse, mais les résultats sont donnés pour d'autres valeurs d'enfoncement des palplanches (Z = 3,5m ; Z = 6,5m et Z = 8m). La figure 4.30 et les tableaux 4.11 et 4.12 donnent les résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les mesures de la composante longitudinale selon la première approche ($\alpha = 0$) et la seconde approche (n = 0,5 et $r_a$ = 5m).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

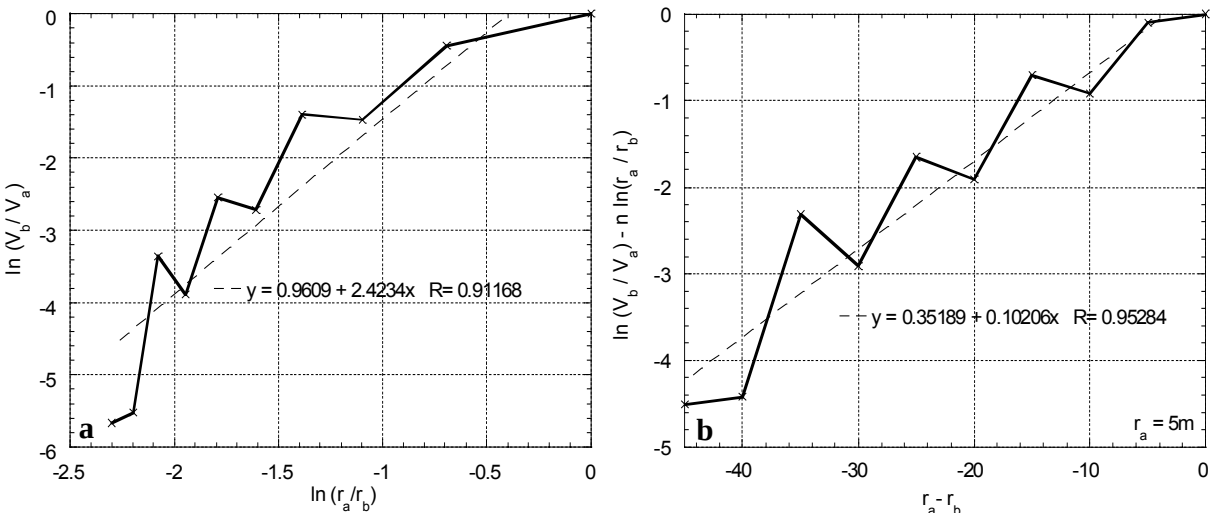



Figure 4.30: Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des vibrations longitudinales (Z=6,5m) : a) estimation de n pour $\alpha = 0$ b) estimation de $\alpha$ pour n = 0,5 et $r_a$ = 5m.

| Z = 3,5m | | Z = 4,5m | | Z = 5,5m | | Z = 6,5m | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| n | R | n | R | n | R | n | R |
| 2,22 | 0,9173 | 2,54 | 0,9271 | 2,51 | 0,9150 | 2,42 | 0,9117 |

Tableau 4.11 : Résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les vibrations longitudinales ($\alpha$=0).

| Z = 3,5m | | Z = 4,5m | | Z = 5,5m | | Z = 6,5m | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\alpha$ ($m^{-1}$) | R | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R |
| 0,090 | 0,9451 | 0,102 | 0,9270 | 0,105 | 0,9404 | 0,102 | 0,9528 |

Tableau 4.12 : Résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les vibrations longitudinales (n = 0,5 et $r_a$ = 5m).

On note que :

- La précision des résultats obtenus pour la composante longitudinale par les deux approches est supérieure à celle obtenue pour la composante verticale.
- Les valeurs obtenues des coefficients n et $\alpha$ sont de l'ordre de n = 2,2 – 2,6 et $\alpha$ = 0,07 – 0,10$m^{-1}$. Ces valeurs sont supérieures à celles trouvées pour la composante verticale.

### 4.2.4.3. Analyse globale des mesures

La figure 4.31 illustre les courbes d'atténuation des trois composantes et de leur résultant pour deux enfoncements Z = 3,5m (Fig. 4.31a) et Z = 6,5m (Fig. 4.31b). On note que:

- Au voisinage des palplanches (r = 5m) et contrairement au vibrofonçage du pieu 2, l'amplitude de la composante longitudinale n'est pas toujours supérieure à celle de la composante verticale. En fait, le rapport d'amplitude ($V_{Lmax}/V_{Vmax}$) augmente avec l'enfoncement Z. À titre d'exemple, il prend les valeurs 0,46 ; 0,91 ; 1,09 et 1,14 pour les enfoncements Z = 3,5 ; 4,5 ; 5,5 et 6,5m, respectivement. L'amplitude de la composante transversale est inférieure à celles des deux autres composantes. Lorsque la distance augmente (r ≥ 10m), l'irrégularité des courbes rend difficile la distinction d'une composante dominante.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

- L'irrégularité ou la forme onduleuse est plus significative sur la courbe d'atténuation de la composante verticale que sur celle de la composante longitudinale.
- Malgré la forme onduleuse des courbes d'atténuation des composantes, le résultant peut avoir une courbe d'atténuation régulière (Fig. 4.31b).
- Comme pour le pieu 2, l'amplitude des vibrations transversales ne peut pas être négligée surtout à grande distance des palplanches.

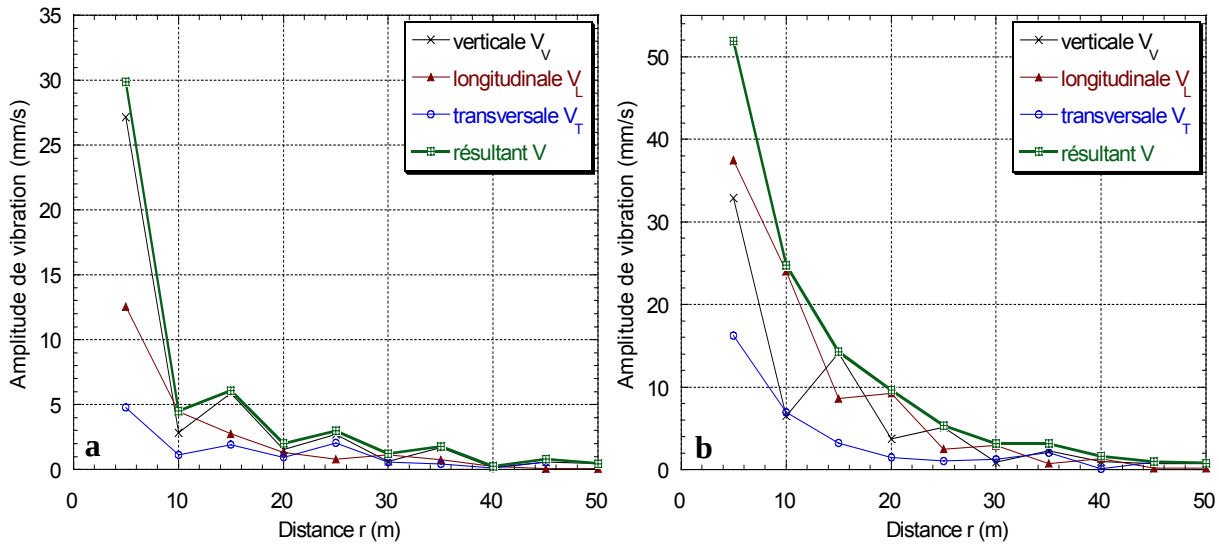



Figure 4.31 : Courbes d'atténuation des trois composantes et du résultant des vibrations mesurées:
a) enfoncement Z = 3,5m b) enfoncement Z = 6,5m.

## Calibration de la relation de Bornitz sur les données expérimentales

Pour un enfoncement Z = 6,5m, les résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des trois composantes et du résultant selon la première approche ($\alpha$= 0) et la seconde approche (n = 0,5 et $r_a$ = 5m) sont présentés dans la figure 4.32 et les tableaux 4.13 et 4.14.

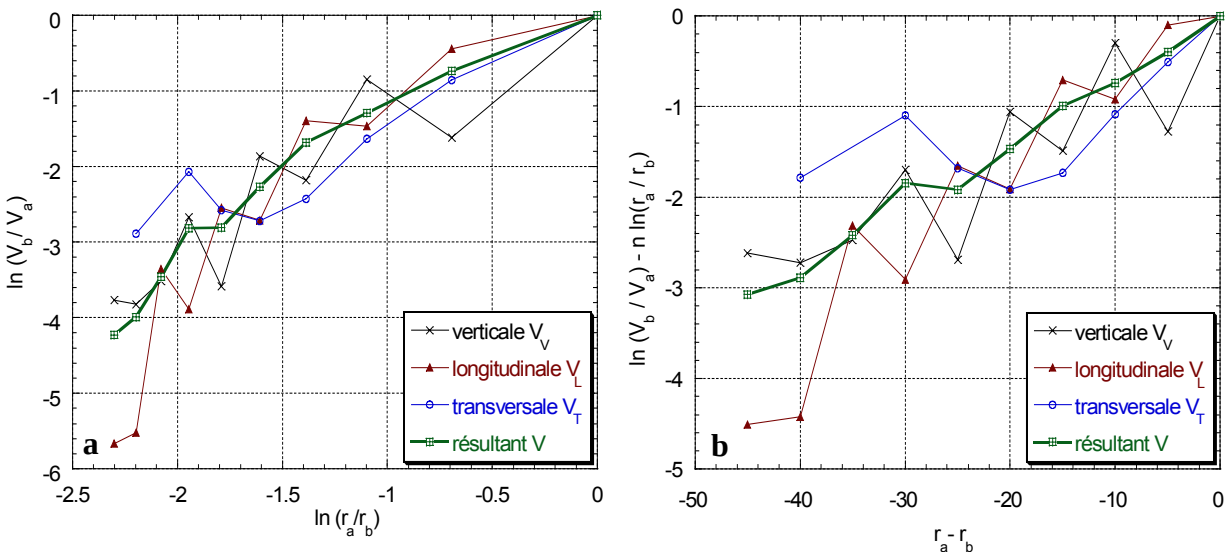



Figure 4.32 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des vibrations (Z = 6,5m):
a) estimation de n pour $\alpha$ = 0 b) estimation de $\alpha$ pour n = 0,5 et $r_a$ = 5m.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

| | Composante $V_L$ | | Composante $V_T$ | | Composante $V_V$ | | Résultant V | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | n | R | n | R | n | R | n | R |
| Z = ,5m | 2,22 | 0,9173 | 0,92 | 0,8189 | 1,78 | 0,8770 | 1,73 | 0,9221 |
| Z =4,5m | 2,54 | 0,9271 | 1,16 | 0,9433 | 1,68 | 0,9059 | 1,80 | 0,9791 |
| Z =5,5m | 2,51 | 0,9150 | 1,27 | 0,9784 | 1,89 | 0,9009 | 1,88 | 0,9869 |
| Z =6,5m | 2,42 | 0,9117 | 1,31 | 0,9340 | 1,66 | 0,9198 | 1,85 | 0,9718 |

Tableau 4.13 : Résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des trois composantes et leur résultant ($\alpha = 0$).

| | Composante $V_L$ | | Composante $V_T$ | | Composante $V_V$ | | Résultant V | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R | $\alpha$ ($m^{-1}$) | R |
| Z =3,5m | 0,090 | 0,9451 | 0,022 | 0,5200 | 0,06 | 0,7689 | 0,059 | 0,8464 |
| Z =4,5m | 0,102 | 0,9270 | 0,031 | 0,7294 | 0,055 | 0,8055 | 0,061 | 0,9346 |
| Z =5,5m | 0,105 | 0,9404 | 0,036 | 0,8261 | 0,071 | 0,8758 | 0,068 | 0,9912 |
| Z =6,5m | 0,102 | 0,9528 | 0,037 | 0,7213 | 0,057 | 0,8636 | 0,068 | 0,9941 |

Tableau 4.14 : Résultats de calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des trois composantes et leur résultant ($n = 0,5$ et $r_a = 5m$).

On note que :

- L'utilisation de la première approche (estimation de n pour $\alpha$=0) donne des résultats fiables (valeur relativement élevée du R) pour les trois composantes et surtout pour leur résultant.
- L'utilisation de la seconde approche (estimation de $\alpha$ pour $n = 0,5$ et $r_a = 5m$) donne de bons résultats pour le résultant et la composante longitudinale. Par contre, son utilisation pour les deux composantes verticale et transversale donne des résultats moins bons.
- Les valeurs des coefficients d'atténuation n et $\alpha$ obtenues pour le résultant sont proches de celles pour la composante verticale.

#### 4.2.4.4. Influence de l'existence du rideau de palplanches

Pour étudier l'influence de l'existence du rideau de palplanches à une distance $R_r = 1,67m$ à partir des palplanches (Fig. 2.4), nous comparons pour deux valeurs d'enfoncement (Z = 3,5 et Z = 6,5m) les courbes d'atténuation des mesures dans les deux directions de mesure 1 et 2. Les résultats sont donnés dans la figure 4.33. Les résultats obtenus sont semblables à ceux obtenus pour le pieu 2 (voir 4.2.3.4).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

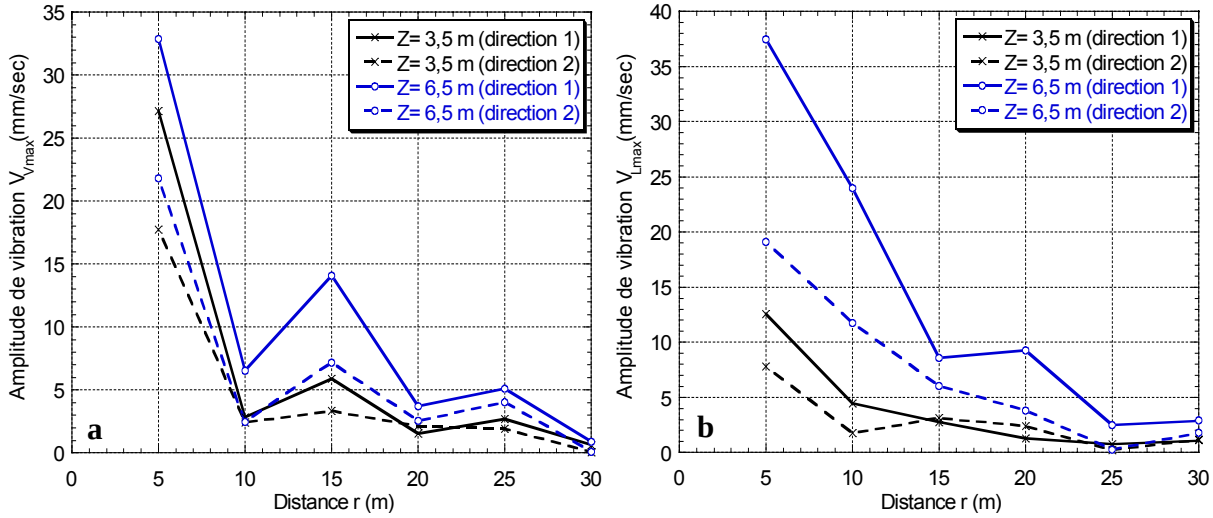



Figure 4.33 : Influence de l'existence du rideau de palplanches sur les vibrations induites:
a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinales $V_L$.

## 4.3. MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Dans cette section, nous présentons une étude par la méthode des éléments finis des vibrations induites dans le sol par le vibrofonçage de pieux. Le modèle numérique sera validé par comparaison avec les mesures in situ présentées dans la section 4.2.

### 4.3.1. Modèle numérique

L'étude numérique du vibrofonçage de pieux est réalisée avec le modèle utilisé pour le battage (voir 3.3) en y effectuant les modifications suivantes:

- En observant différentes courbes (force-temps) mesurées ou calculées lors de travaux de vibrofonçage de pieux, la force appliquée par le vibreur sur le pieu peut être modélisée par un train d'ondes sinusoïdales. Cette force comporte une composante statique (Eq. 4.1) et une composante dynamique (Eq. 4.2):

$$F_{(t)} = (M_{total}.g - T) + (m_e.\ \omega^2.\sin(\omega t)) \qquad \text{(Eq. 4.7)}$$

Pour un enfoncement Z = 9m, la figure 4.34 montre le résultat de comparaison entre la pression mesurée à la tête du pieu 2 et celle calculée par l'équation 4.6 ci-dessus. On note un bon accord entre les deux.

Il faut souligner que les vibrations induites dans le sol sont dues à la partie dynamique de la charge seulement (second terme dans l'équation 4.6). C'est pourquoi, la partie statique ne sera pas prise en compte dans les simulations numériques.

Afin de réduire la réflexion des ondes aux frontières du modèle, nous avons utilisé des éléments infinis (éléments CINAX4 disponibles dans ABAQUS) (Fig. 4.35). Une autre approche consiste à utiliser des frontières suffisamment éloignées du pieu a été utilisée lorsque la longueur et la profondeur du modèle à étudier sont relativement petites.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

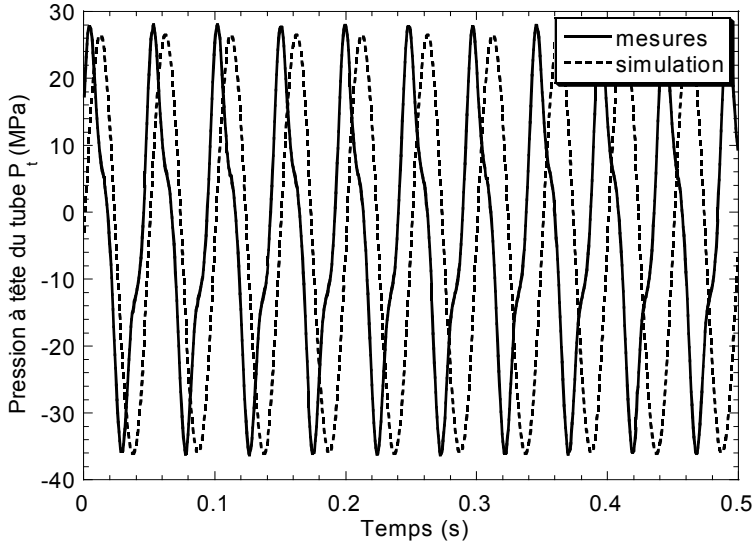



Figure 4.34 : Fonction de charge appliquée à la tête du tube ϕ508mm vibrofoncé à Merville (Z = 9m).

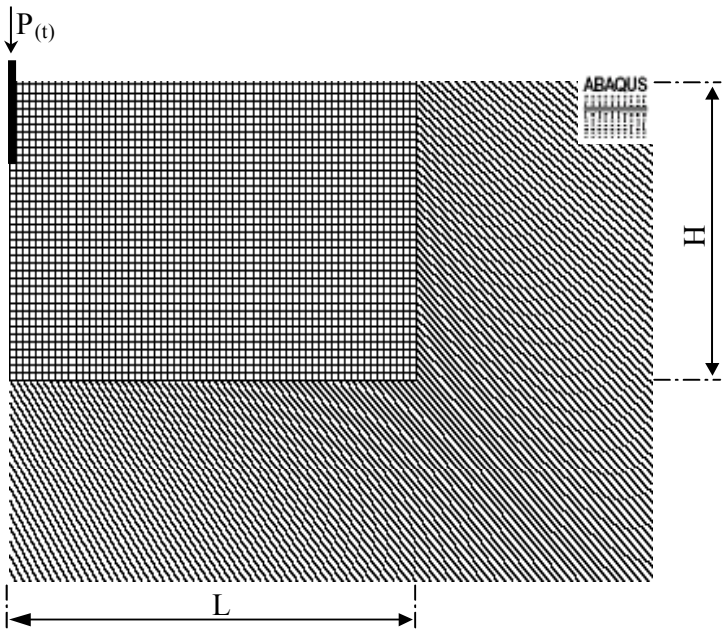



Figure 4.35 : Exemple du maillage en EF/EI utilisé pour la simulation des essais de vibrofonçage.

## 4.3.2. Validation expérimentale

Cette section présente une vérification du modèle numérique sur l'essai du vibrofonçage du pieu 2 présenté dans la section 4.2.3. La configuration du sol et celle présentée sur la figure 3.2. Comme pour le battage, le tube métallique est modélisé par un pieu circulaire (ϕ500mm) ayant des propriétés équivalentes (Eqs. 3.7). La pression $P_P$ uniformément repartie sur la tête du pieu est obtenue de la pression moyenne $P_t$ des mesures de pression effectuées par les deux jauges de déformation installées en tête du tube en normalisant de la même manière (multiplication par $S_t/S_P$).

La comparaison des résultats numériques avec les mesures a été effectuée pour différents enfoncements du pieu. Nous présentons les résultats obtenus pour l'enfoncement Z= 9m. Le calcul a été effectué avec le maillage montré dans la figure 4.35.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

La figure 4.36 présente les résultats obtenus pour la composante verticale de vibration $V_V$. On trouve un très bon accord entre la forme et la fréquence des signaux prédits par le modèle et les mesures. Du côté quantitatif, on constate une bonne prévision de l'amplitude des vibrations près du pieu (r = 5m) et une sous-estimation de l'amplitude loin du pieu (r = 25m). Cette sous-estimation peut être expliquée à partir de l'analyse de l'atténuation. Cette analyse montre que l'atténuation des vibrations verticales dans la zone proche du pieu est plus importante que celle dans la zone lointaine (Fig. 4.7a). Ainsi, comme en cas de battage, la calibration du modèle loin du pieu doit s'effectuer avec un facteur d'amortissement inférieur à celui utilisé près du pieu. Pour confirmer ce constat, nous avons comparé pour différents enfoncements du pieu les courbes d'atténuation expérimentales avec les courbes numériques calculées pour différentes valeurs du facteur $\xi$. La figure 4.37 montre les résultats obtenus pour deux enfoncements du pieu (Z = 6,5m et Z = 9m). Dans la zone près du pieu ($r \leq 10$m), on constate une bonne concordance entre les mesures et les calculs pour $\xi$ = 8%. Dans la seconde zone (r > 10m), c'est la valeur de $\xi$ = 5% qui donne la meilleure calibration. En plus, la perturbation de la forme des courbes d'atténuation due à l'interférence d'ondes peut être notée pour les mesures et les calculs.

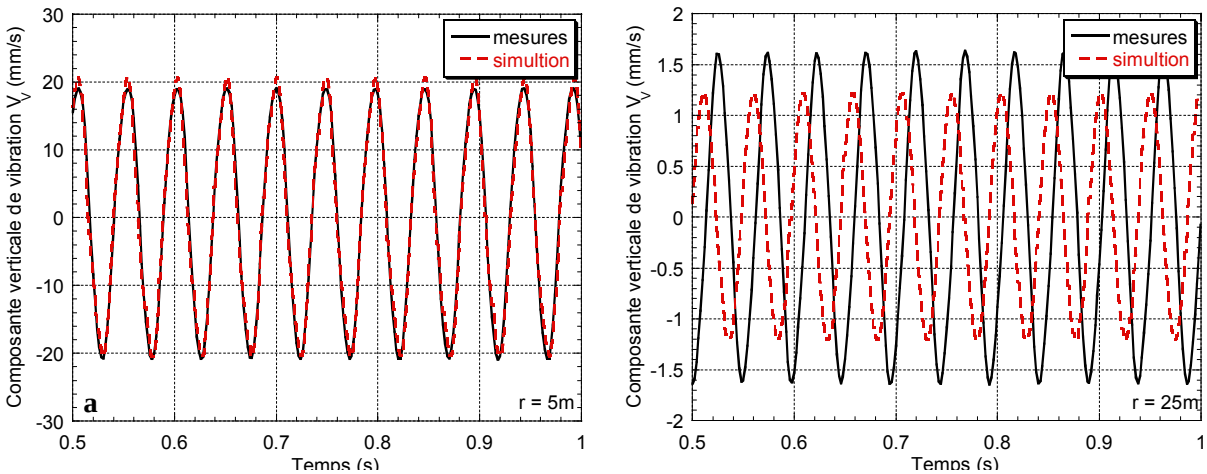



Figure 4.36 : Comparaison entre les signaux mesurés et calculés, composante verticale (Z = 9m):
a) r = 5m b) r = 25m.

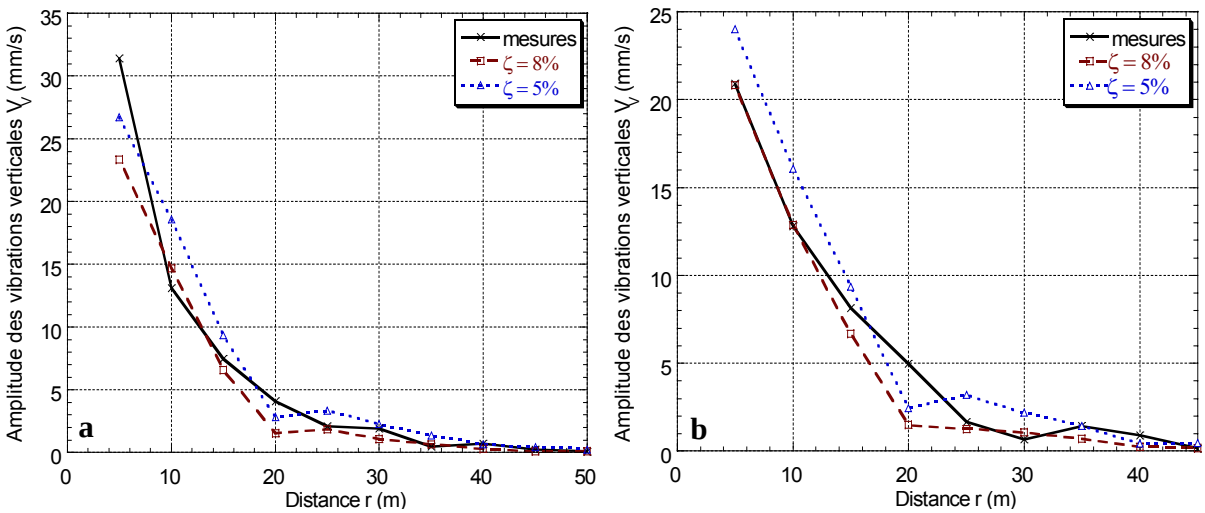



Figure 4.37 : Comparaison entre les vibrations verticales mesurées et calculées :
a) enfoncement Z = 6,5m b) enfoncement Z = 9m.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

La figure 4.38 présente un exemple des résultats obtenus pour la composante longitudinale de vibration $V_L$ pour un facteur d'amortissement $\xi$ = 8%. Du côté qualitatif, on trouve un bon accord entre les mesures et les calculs. Par contre, du côté quantitatif, on constate une sous-estimation de l'amplitude des vibrations longitudinales près et loin du pieu. Cette sous-estimation peut être due à une excentricité de la charge appliquée à la tête du pieu.

La figure 4.39 montre les courbes d'atténuation expérimentales et numériques calculées pour $\xi$ = 5% et $\xi$ = 8%. On constate la sous-estimation de l'amplitude des vibrations longitudinales dans la première zone près du pieu même pour une valeur relativement faible du facteur d'amortissement ($\xi$ = 5%).

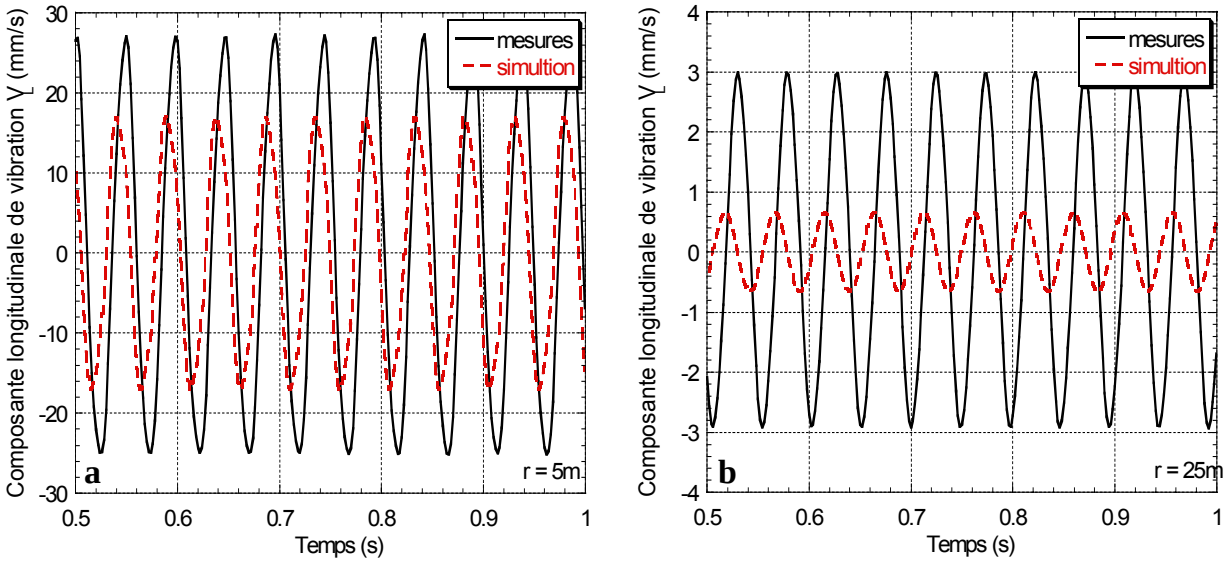



Figure 4.38 : Comparaison entre les signaux mesurés et calculés, composante longitudinale (Z = 9m):
a) r = 5m b) r = 25m.

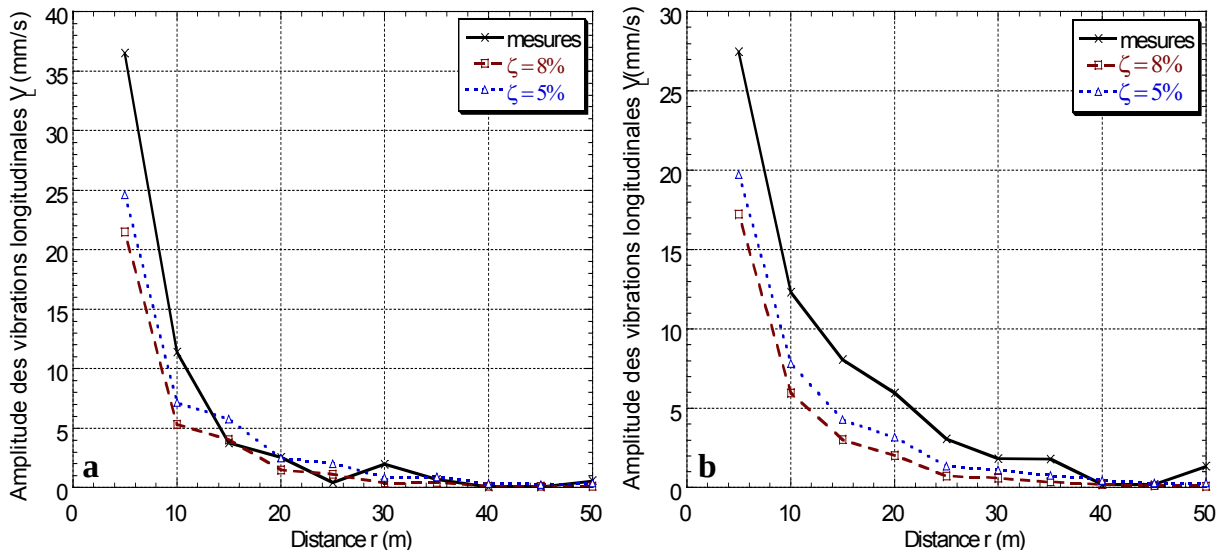



Figure 4.39 : Comparaison entre les vibrations longitudinales mesurées et calculées :
a) enfoncement Z = 6,5m b) enfoncement Z = 9m.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

## 4.3.3. Étude des vibrations induites par le vibrofonçage

Cette section comporte une étude numérique des vibrations induites par le vibrofonçage de pieux. La méthodologie de l'étude est analogue à celle adoptée pour le battage.

### 4.3.3.1. Exemple de référence

L'exemple de référence traité est présenté sur la figure 4.40. Il correspond au vibrofonçage d'un pieu de 0,5m de diamètre enfoncé à une profondeur Z = 9m dans un sol homogène de dimensions LxH = 30x30m. Les caractéristiques du pieu et du sol et le maillage adopté sont donnés sur la figure. La force dynamique appliquée par le vibreur est modélisée par une fonction sinusoïdale ayant une fréquence de 25 Hz et une amplitude de 1000 kN. Cette force est transformée en pression verticale régulièrement repartie appliquée à la tête du pieu.

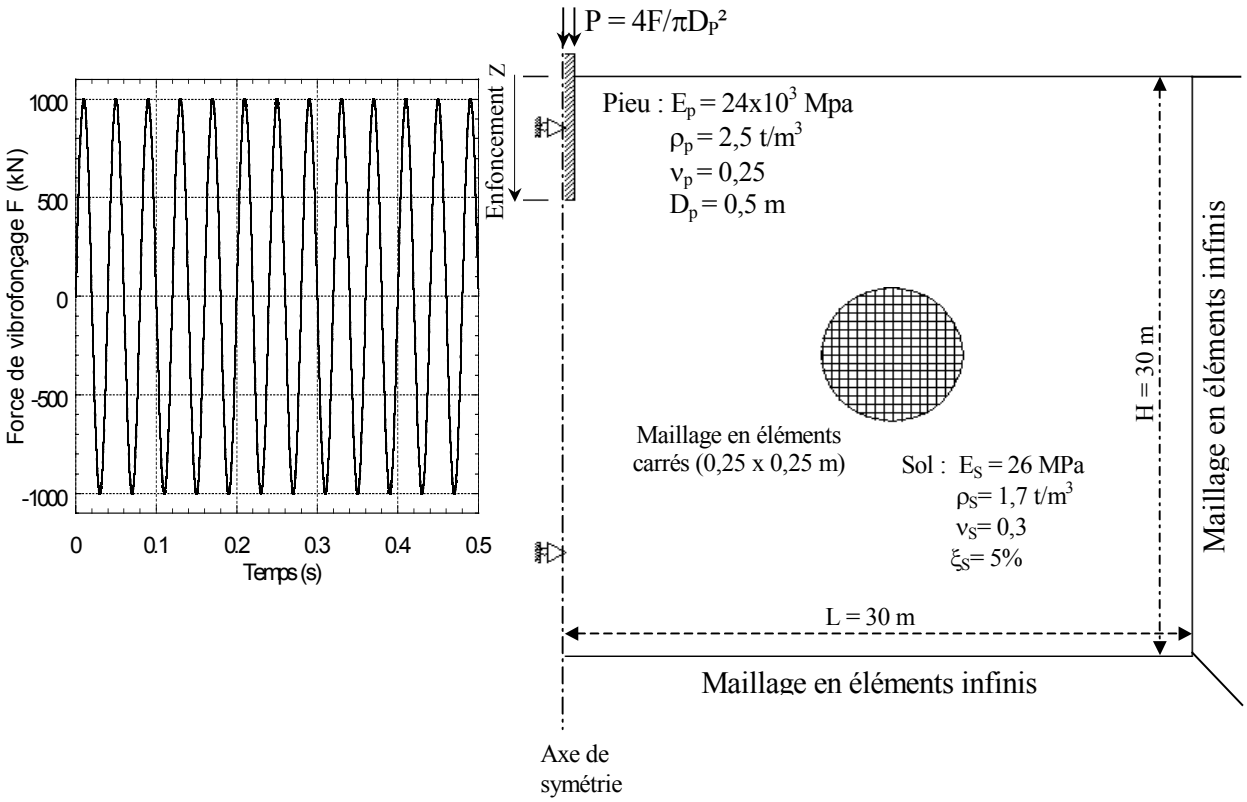



Figure 4.40 : Etude numérique des vibrations: configuration étudiée.

La figure 4.41 montre un exemple des vibrations verticales $V_V$ calculées à la surface du sol. La figure 4.41a illustre le sismogramme des vibrations à des distances r = 3, 9, 15 et 21m du pieu. On note la forme sinusoïdale des vibrations et l'atténuation de leur amplitude avec la distance. La figure 4.41b montre un exemple des spectres. On note que la fréquence dominante est égale à celle de la charge appliquée.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

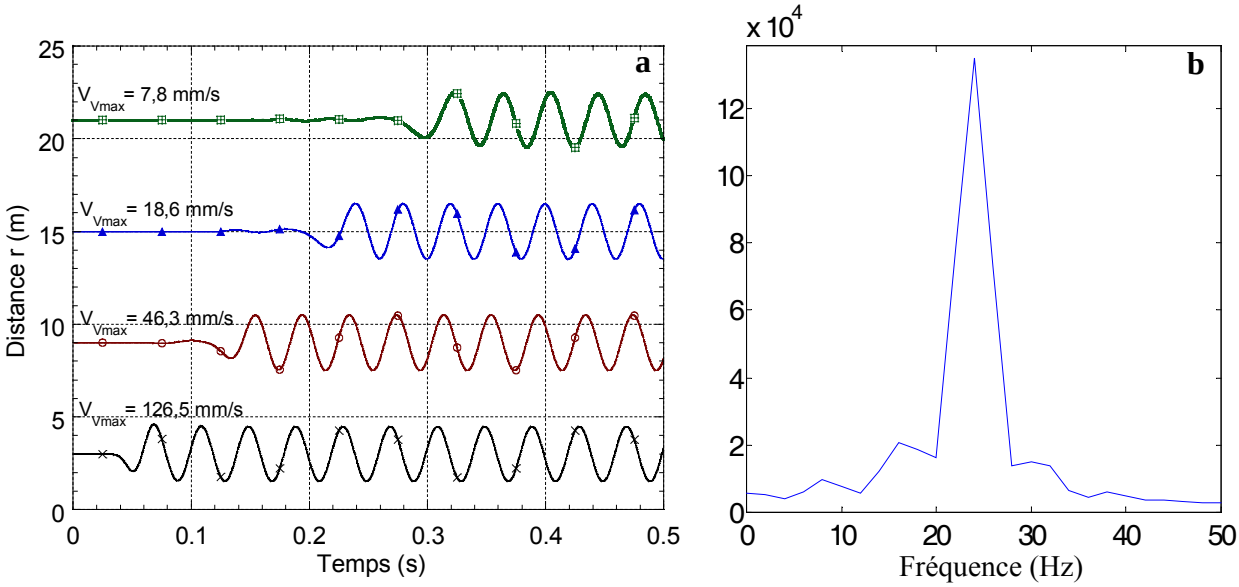



Figure 4. 41 : Exemple des vibrations verticales $V_V$ calculées à la surface du sol (Z = 5m) :
a) Sismogramme b) Spectre (r = 9m) .

La figure 4.42 illustre l'atténuation de l'amplitude des composantes verticale et longitudinale des vibrations à la surface du sol.

On note que :

- L'amplitude des vibrations est plus importante dans la direction verticale que dans la direction horizontale.
- Les amplitudes des vibrations diminuent avec la distance du pieu. Comme en battage, cette diminution peut être exprimée par la relation d'atténuation simplifiée suivante:

$$V_{max} = a \, . \, e^{-\beta . r} \qquad \text{(Eq. 4.8)}$$

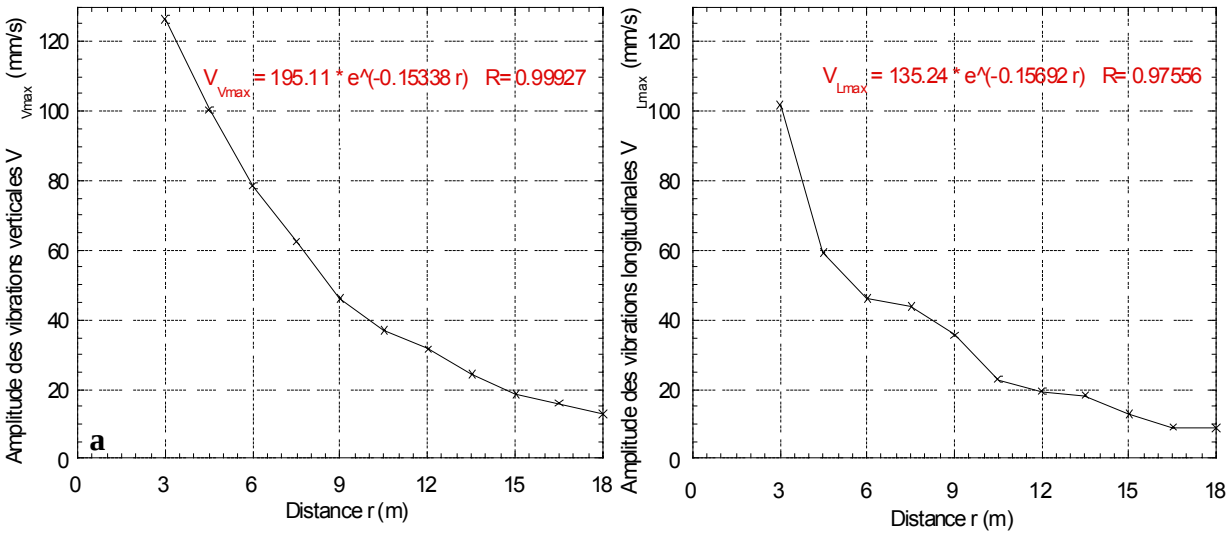



Figure 4.42: Courbes d'atténuation à la surface du sol pour enfoncement du pieu Z = 9m:
a) Composante verticale $V_V$ b) Composante horizontale $V_L$.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

### 4.3.3.2. Influence de l'enfoncement du pieu

Pour étudier l'influence de l'enfoncement du pieu sur les vibrations à la surface du sol, nous avons fait le calcul sur la configuration de l'exemple de référence (Fig. 4.40) pour différents enfoncements du pieu. Les figures 4.43a et 4.43b illustrent les courbes d'atténuations des vibrations calculées à la surface du sol pour quatre enfoncements du pieu (Z = 4,5 ; 9 ; 13,5 et 18m). On note une diminution de l'amplitude des vibrations avec l'enfoncement du pieu.

Les courbes d'atténuation obtenues ont été normalisées par rapport à l'amplitude de vibration en tête du pieu ($V_{V0max}$). Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 4.44a et 4.44b. On note que les courbes d'atténuation s'approchent, ce qui indique qu'il y a peu d'influence de l'enfoncement du pieu sur l'atténuation à la surface du sol.

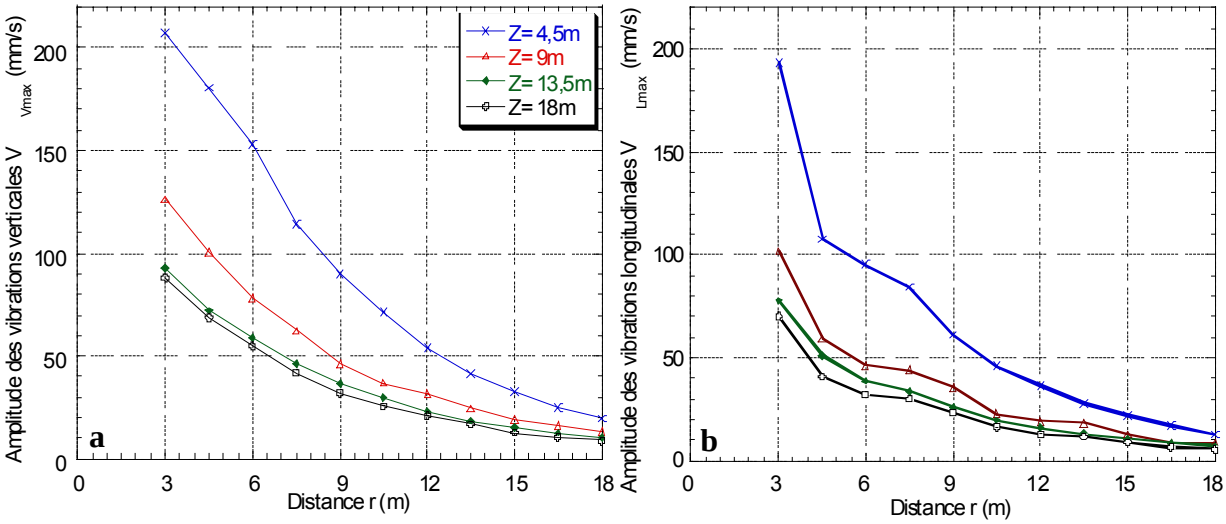



Figure 4.43 : Courbes d'atténuation à la surface du sol pour différents enfoncements du pieu :
a) Composante verticale $V_V$ b) Composante horizontale $V_L$.

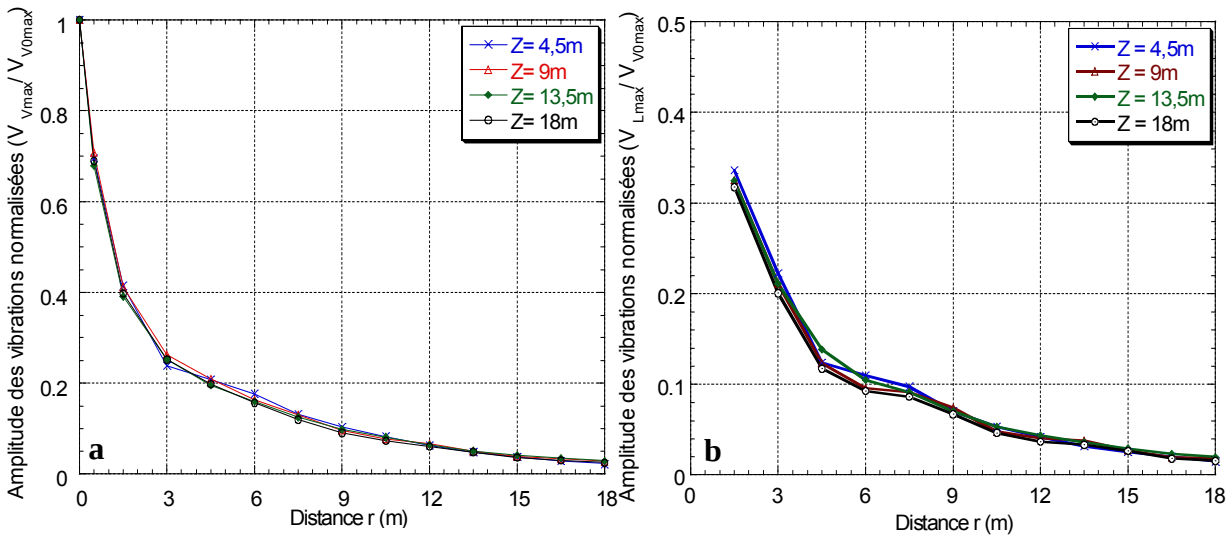



Figure 4.44 : Battage du pieu dans un sol homogène : influence de l'enfoncement du pieu sur les vibrations à la surface du sol (vibrations normalisées):
a) composante verticale $V_V$ b) composante horizontale $V_L$.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

### 4.3.3.3. Mouvement dans le massif du sol

Nous avons étudié l'influence de l'enfoncement du pieu sur l'amplitude des déplacements horizontal ($D_{Lmax}$) et vertical ($D_{Vmax}$) calculés dans trois sections situées à des distances r=3$D_P$= 1,5m ; r = 6 $D_P$ = 3m et r = 9$D_P$ = 4,5m de l'axe du pieu. L'étude est réalisée sur la configuration de l'exemple de référence (Fig. 4.40).

La figure 4.45 donne la variation du déplacement horizontal avec la profondeur dans la première section (r = 3$D_P$). Pour chacun des quatre enfoncements, on constate une valeur maximale du déplacement à la surface du sol. Cette valeur diminue avec la profondeur jusqu'à une profondeur de l'ordre de 3; 7; 11,5 et 16m pour Z = 4,5 ; 9 ; 13,5 et 18m, respectivement (3 à 4$D_P$ au-dessus du niveau de la pointe du pieu). L'amplitude augmente de nouveau avec la profondeur présentant un second pic à d = 5,0 ; 9,5; 14,0 et 18,5m (1$D_P$ au-dessous du niveau de la pointe du pieu). Au-delà de cette profondeur, l'amplitude diminue et devient négligeable à certaine profondeur (environ 6m = 12$D_P$) au-dessous de la pointe du pieu. Ces résultats sont proches de ceux du battage (Fig. 3.11).

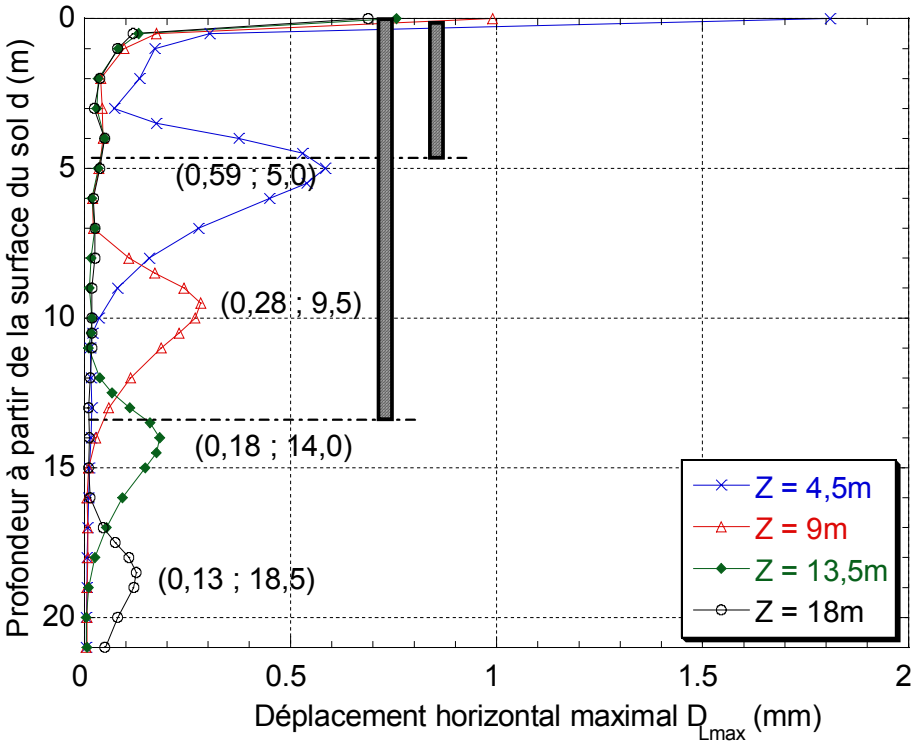



Figure 4.45 : Variation avec la profondeur *d* de l'amplitude du déplacement horizontal $D_{Lmax}$ calculée à une distance r = 3$D_P$ = 1,8m du pieu.

La figure 4.46 montre les résultats obtenus dans les trois sections pour les différents enfoncements étudiés. Elle montre que:

- L'amplitude $D_{Lmax}$ à la surface et à l'intérieure du sol diminue avec la distance du pieu.
- Pour les trois sections, on trouve la forme de la courbe ($D_{Lmax}$ - d) notée ci-dessus pour la première section.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

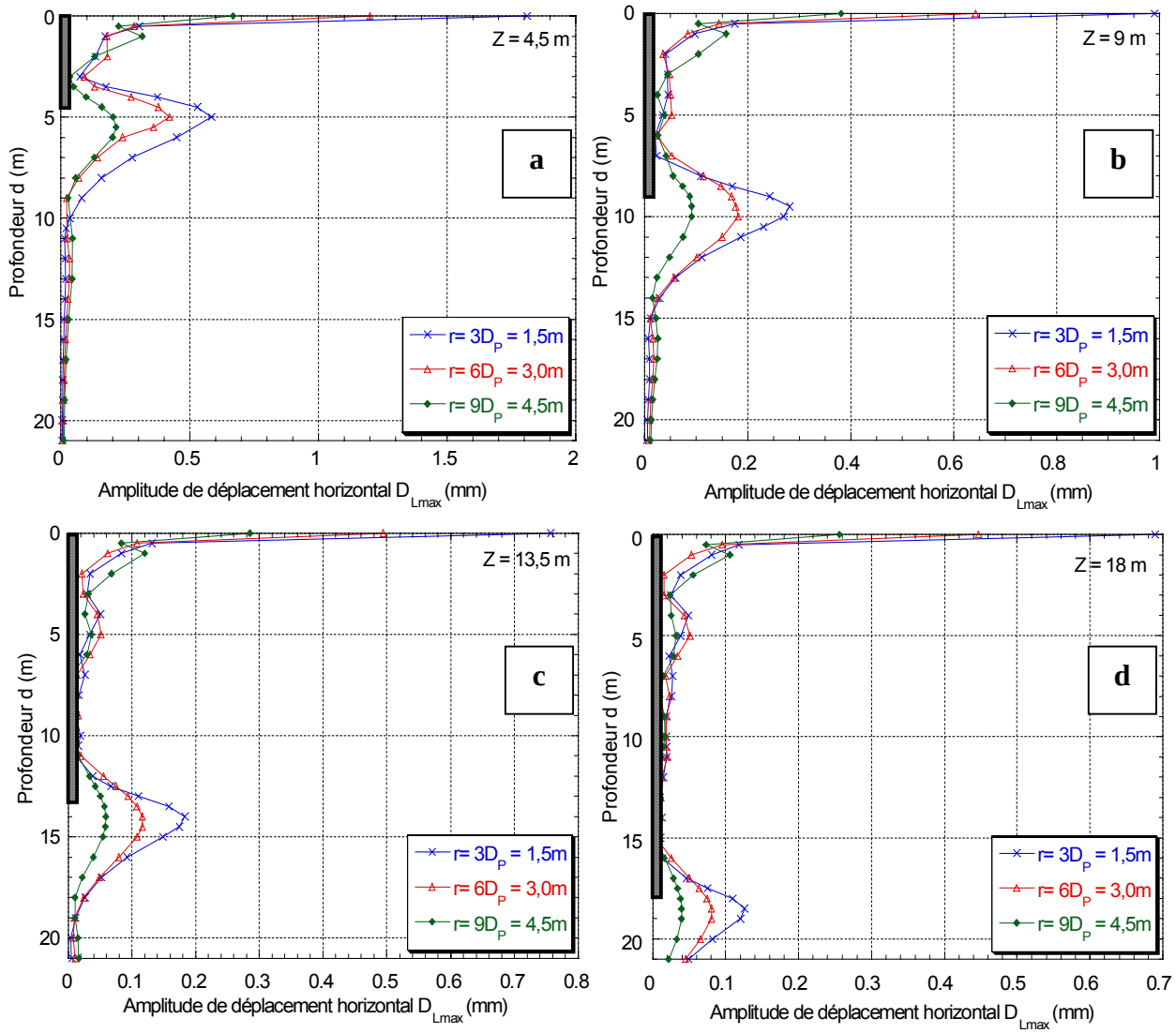



Figure 4.46 : Variation avec la profondeur de l'amplitude du déplacement horizontal $D_{Lmax}$ :
a) Z = 4,5 m b) Z = 9 m c) Z = 13,5 m d) Z = 18 m.

La figure 4.47 illustre le profil du déplacement vertical $D_{Vmax}$ dans les trois sections pour deux enfoncements du pieu Z = 9m (Fig. 4.47a) et Z = 13,5m (Fig. 4.47b). On note que:

- L'amplitude $D_{Vmax}$ à la surface et à l'intérieure du sol diminue avec la distance du pieu.

- Pour chacune des trois sections, l'amplitude $D_{Vmax}$ diminue avec la profondeur jusqu'à une profondeur d = 2,5m. Cette profondeur est proche de la longueur des ondes de surface $\lambda_R \approx 3$m ($\lambda_R = C_R/f$ , $C_R$ = 77 m/s et f = 25 Hz). Ensuite, on note une variation faible de l'amplitude avec la profondeur jusqu'à une profondeur de l'ordre de 7 et 11m pour enfoncement Z du pieu de 9 et 13,5m respectivement (≈ 4 à 5 $D_P$ au-dessus de la pointe du pieu). Ces valeurs sont proches de celles trouvées pour le déplacement horizontal (3 à 4$D_P$). Au-delà de cette profondeur, on constate une diminution forte de l'amplitude et ceci jusqu'à une certaine profondeur au-dessous du niveau de la pointe du pieu (d = 12m en cas d'enfoncement Z = 9m (6$D_P$ au-dessous de la pointe)).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

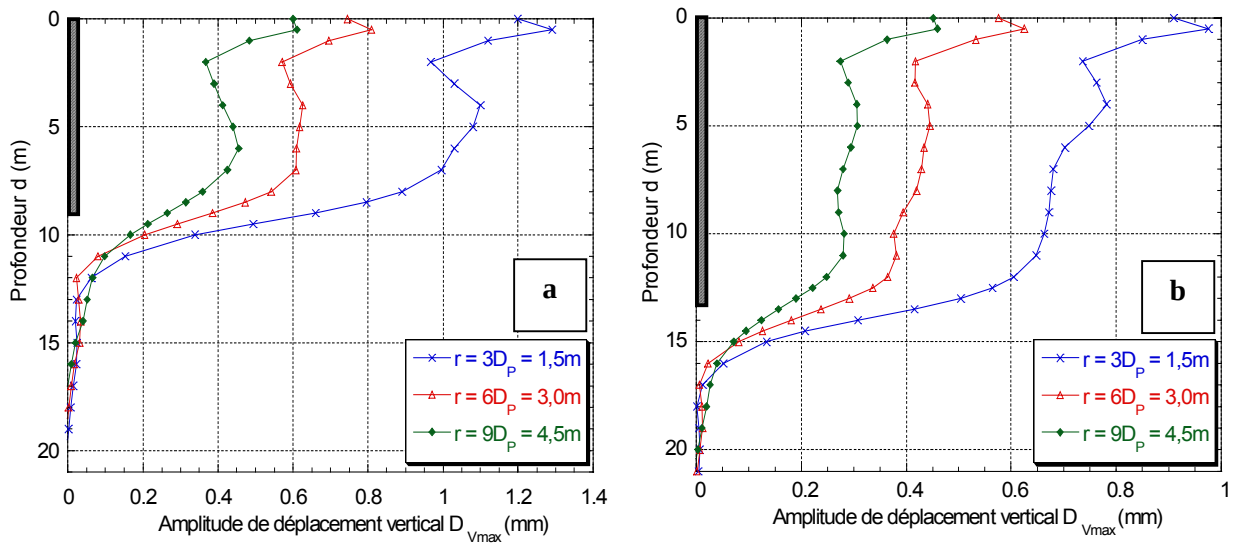



Figure 4.47 : Variation avec la profondeur de l'amplitude du déplacement vertical $D_{Vmax}$:
a) Z = 9m b) Z = 13,5m.

## 4.3.4. Étude paramétrique

L'étude est réalisée sur la configuration de l'exemple de référence (Fig. 4.40).

### 4.3.4.1. Influence de la fréquence de charge $f_C$

Les figures 4.48a et 4.48b illustrent les vibrations verticales et longitudinales calculées à la surface du sol à une distance r = 6m du pieu pour trois valeurs de la fréquence de charge $f_C$ (10 Hz, 25 Hz et 40Hz). On constate une influence importante de la fréquence de charge. Le tableau 4.15 présente les valeurs de l'amplitude des vibrations pour les différentes fréquences de charge étudiées.

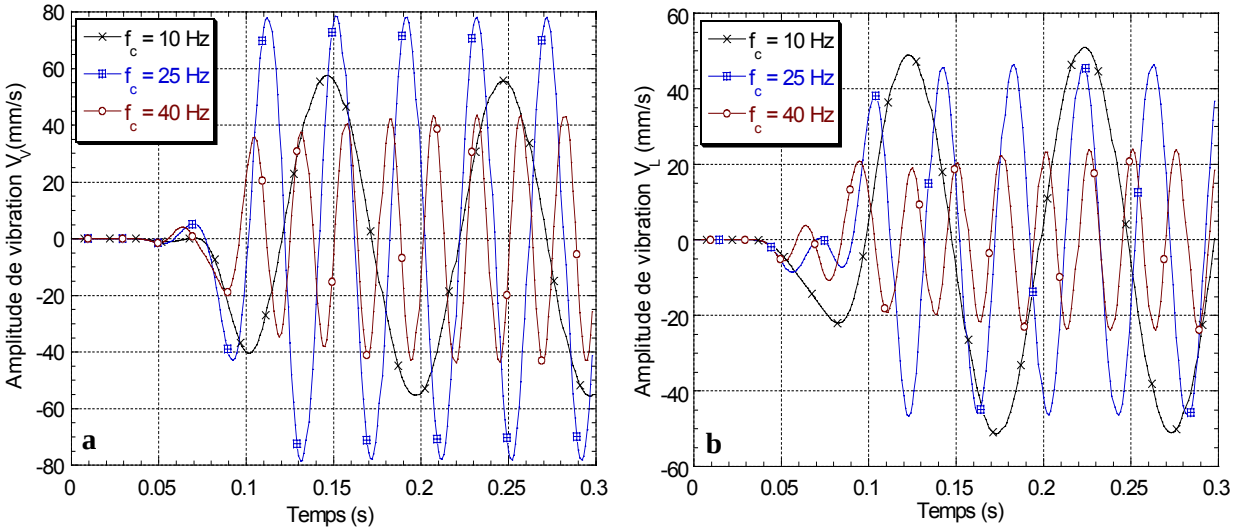



Figure 4.48 : Influence de la fréquence de charge $f_C$ sur l'amplitude des vibrations à 6 m du pieu :
a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinale $V_L$.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

| | $f_C$ = 10 Hz | $f_C$ = 25 Hz | $f_C$ = 40 Hz |
|---|---|---|---|
| $V_{Vmax}$ (mm/s) | 57,6 | 78,5 | 40,4 |
| $V_{Lmax}$ (mm/s) | 50,9 | 48,3 | 24,0 |

Tableau 4.15 : Influence de la fréquence de charge $f_C$ sur l'amplitude des vibrations verticales et longitudinales à la surface du sol à 6m du pieu.

On note une diminution de l'amplitude des vibrations longitudinales ($V_{Lmax}$) avec la fréquence de charge. Par contre, l'amplitude des vibrations verticales ($V_{Vmax}$) est maximale pour la valeur moyenne de $f_C$ ($f_C$ = 25 Hz). Pour expliquer ce phénomène, nous avons étudié la possibilité d'avoir une amplification dynamique de la réponse du sol au chargement appliqué avec fréquence $f_C$ = 25 Hz. Pour cela, Les fréquences propres du sol ont été calculées par les transformées de Fourier de ses vibrations en champ libre. Elles sont illustrées dans la figure 4.49. À partir de cette figure, la valeur élevée des vibrations verticales pour $f_C$ = 25 Hz peut être expliquée par l'existence d'une fréquence propre du sol $f_S$ = 26 Hz qui est très proche de la fréquence de charge appliquée, ce qui explique l'amplification dynamique notée.

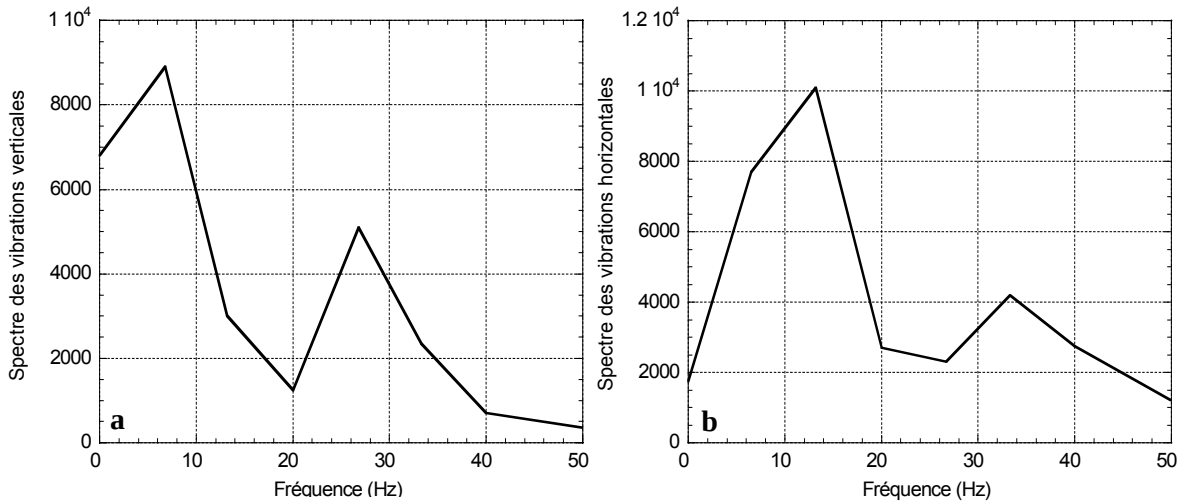



Figure 4.49 : Spectre des vibrations en champ libre du sol :
a) vibrations verticales b) vibrations horizontales.

### 4.3.4.2. Influence des propriétés mécaniques

#### Influence du module d'Young du sol $E_S$

La figure 4.50 montre les vibrations calculées à la surface du sol à une distance r = 6m pour quatre valeurs de $E_S$ ($E_S$ = 26, 130, 260 et 520 MPa). On vérifie bien que l'augmentation de la rigidité du sol réduit l'amplitude des vibrations et augmente la vitesse de propagation des ondes.

Pour illustrer la diminution de l'amplitude, nous présentons dans le tableau 4.16 les valeurs de l'amplitude des vibrations verticale ($V_{Vmax}$) et longitudinale ($V_{Lmax}$) pour les quatre valeurs du module d'Young $E_S$. On constate la décroissance d'une manière sensible de l'amplitude des vibrations transmises dans le sol avec son module d'Young. Par ailleurs, la comparaison des valeurs d'amplitude avec celles obtenues en cas de battage (Tab. 3.4) montre une augmentation importante en cas de vibrofonçage. Cette augmentation est plus importante dans la direction horizontale ($V_{Lmax}$) que dans la direction verticale ($V_{Vmax}$).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

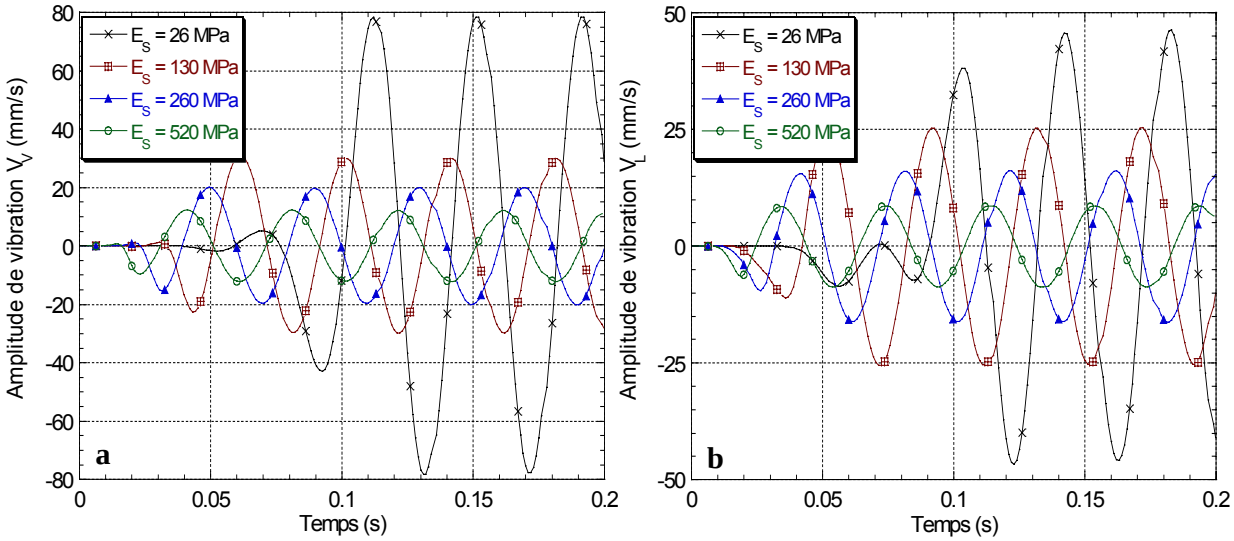



Figure 4.50 : Influence du module d'Young du sol $E_S$ sur l'amplitude des vibrations (r = 6m):
a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinale $V_L$.

| $E_S$ (MPa) | 26 | 130 | 260 | 520 |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Vmax}$ (mm/s) | 78,5 | 29,9 | 20,1 | 12,1 |
| $V_{Lmax}$ (mm/s) | 48,3 | 25,5 | 16,1 | 8,7 |

Tableau 4.16 : Influence du module d'Young du sol $E_S$ sur l'amplitude des vibrations verticale et longitudinale à la surface du sol (r = 6 m).

## Influence de la rigidité du pieu

La figure 4.51 montre les courbes d'atténuation des vibrations à la surface du sol pour trois valeurs du module d'Young du pieu $E_P$ ($E_P$ = 24 GPa, 10$E_P$ et 50 $E_P$). On note que l'effet d'augmenter la rigidité du pieu n'influence pas l'amplitude des vibrations à la surface du sol.

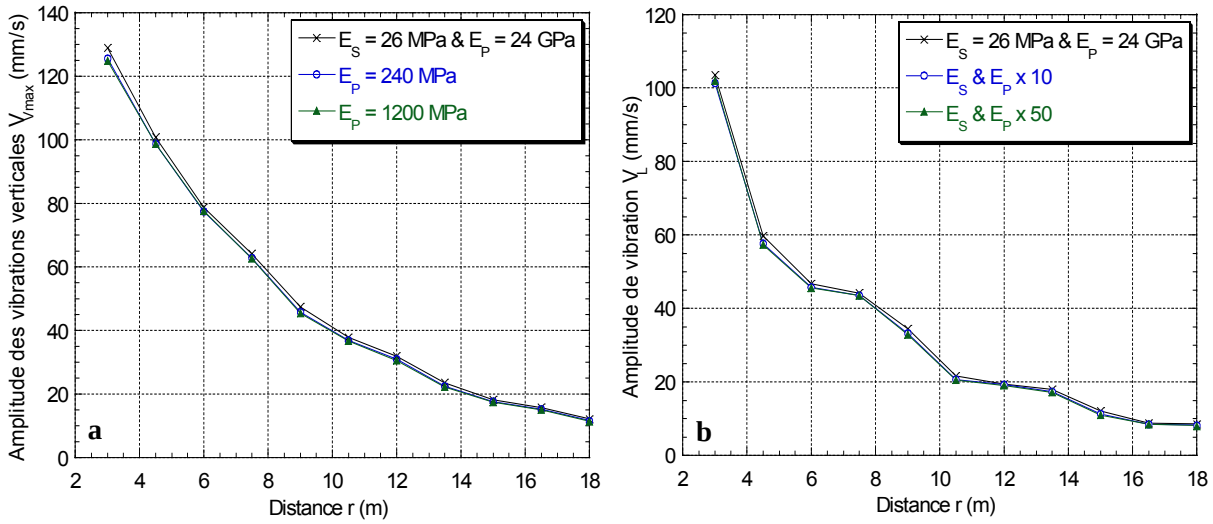



Figure 4.51 : Influence du module d'Young du pieu sur l'amplitude des vibrations à la surface du sol :
a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinale $V_L$.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

### Influence du coefficient du Poisson $\nu_S$

La figure 4.52 illustre les vibrations calculées à une distance r = 6m du pieu pour quatre valeurs du coefficient de Poisson $\nu_S$ (0,05 ; 0,1 ; 0,3 et 0,49). On note que l'effet d'augmenter le coefficient de Poisson du sol conduit à une diminution modérée de l'amplitude des vibrations et à un ralentissement des ondes incidentes.

Le tableau 4.17 présente l'influence du $\nu_S$ sur l'amplitude des vibrations verticale $V_{Vmax}$ et longitudinale $V_{Lmax}$.

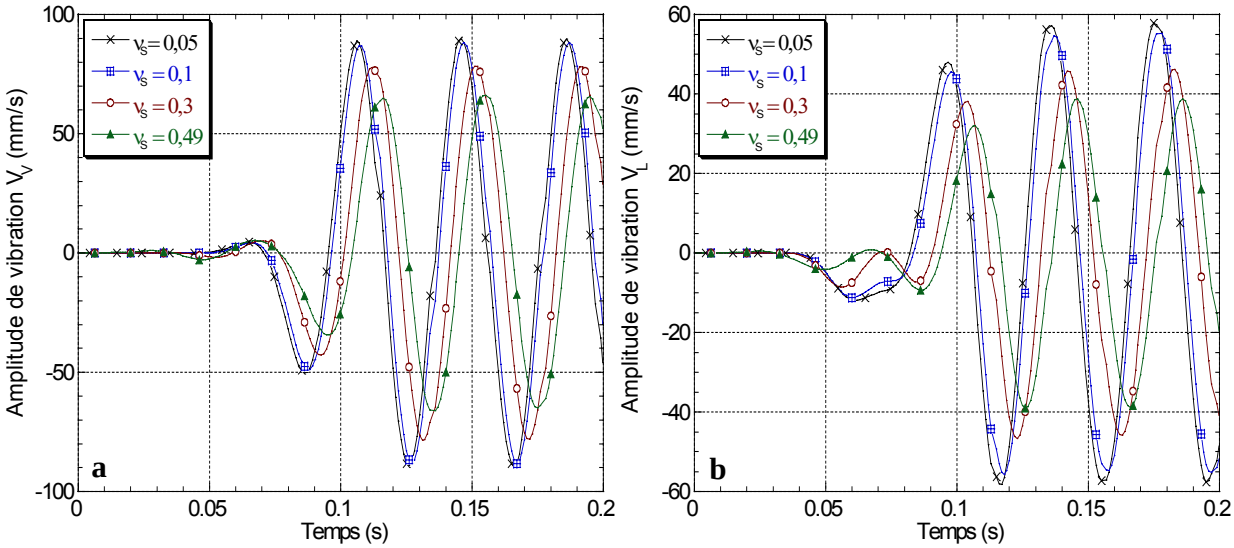



Figure 4.52 : Influence du coefficient de Poisson du sol $\nu_S$ sur l'amplitude des vibrations calculées à 6m du pieu : a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinale $V_L$.

| | $\nu_S$ = 0,05 | $\nu_S$ = 0,1 | $\nu_S$ = 0,3 | $\nu_S$ = 0,49 |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Vmax}$ (mm/s) | 89,0 | 88,2 | 78,5 | 66,3 |
| $V_{Lmax}$ (mm/s) | 57,8 | 55,3 | 46,4 | 38,8 |

Tableau 4.17 : Influence du coefficient de Poisson du sol $\nu_S$ sur l'amplitude des vibrations verticales et longitudinales (r = 6m).

### 4.3.4.3. Vibrations dans un sol bi-couche

L'étude est réalisée sur l'exemple illustré dans la figure 4.53. Il correspond au vibrofonçage d'un pieu de 50 cm de diamètre dans un sol bicouche. Autre que la rigidité caractérisée par le module d'Young ($E_1$ pour la couche de surface et $E_2$ pour la seconde couche), les caractéristiques sont identiques dans les deux couches : $\nu_S$ = 0,3, $\xi_S$ = 5% et $\rho_S$=1,7t/m$^3$. La force dynamique appliquée par le vibreur est identique à celle utilisée dans l'exemple de référence (voir 4.3.3.1).

Les calculs ont été effectués pour différentes valeurs du rapport $E_1/E_2$ lorsque le battage est effectué dans la première couche (Z = 4,5m et Z = 9m) ainsi que dans la seconde (Z=13,5m et Z = 18m).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

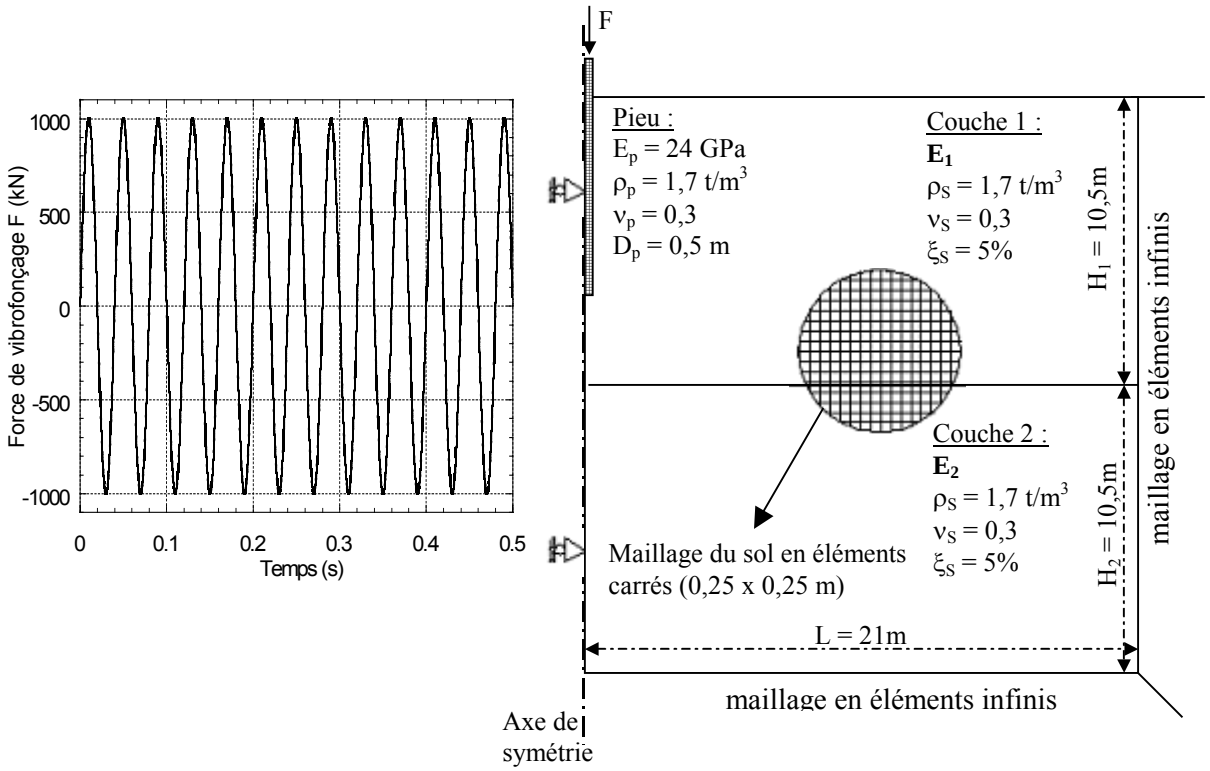



Figure 4.53 : Influence de l'hétérogénéité du sol : Configuration pieu-sol étudiée et la fonction de charge appliquée à la tête du pieu.

La figure 4.54 donne les courbes d'atténuation lorsque le battage est effectué dans la première couche (Z = 4,5m) dont la raideur supposée constant ($E_1$=26 MPa). On note que les vibrations induites en surface sont indépendantes de la raideur de la couche profonde.

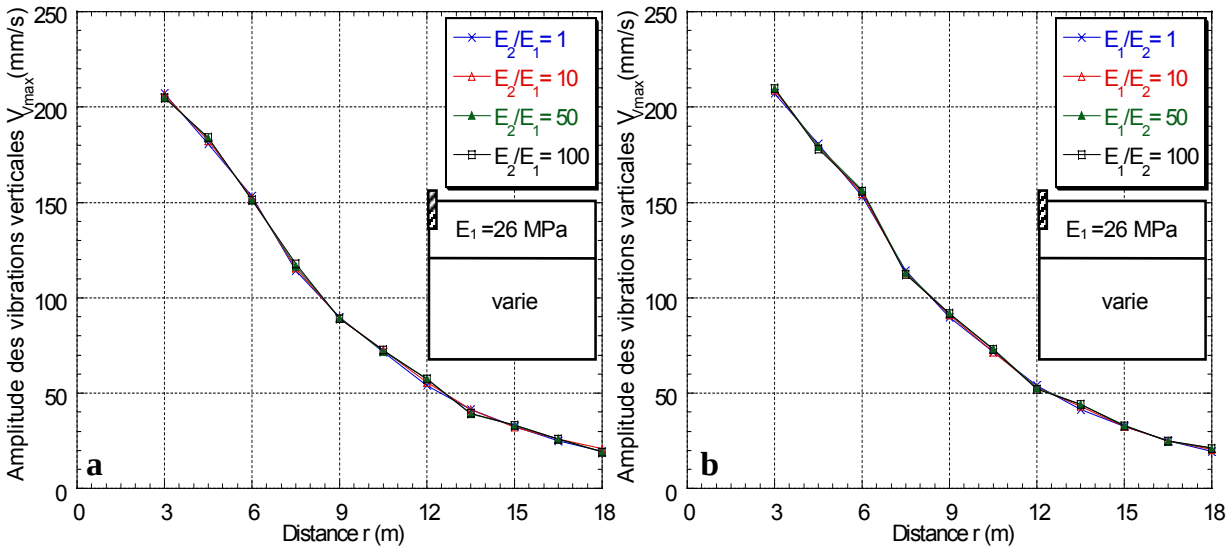



Figure 4.54 : Vibrofonçage de pieux dans un sol bi-couche : influence de l'hétérogénéité du sol sur l'amplitude des vibrations verticales (Z = 4,5m: pointe du pieu dans la couche de surface) :
a) Couche de surface souple b) Couche de surface raide.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

La figure 4.55 donne les courbes d'atténuation lorsque le battage est effectué dans la deuxième couche (Z = 13,5m) dont la raideur supposée constant ($E_2$ =26 MPa). On constate que les vibrations induites en surface dépendent du contraste de raideur entre les deux couches. L'augmentation de ce contraste réduit les vibrations; ceci est dû à l'augmentation de la réflexion des ondes à l'interface entre les deux couches.

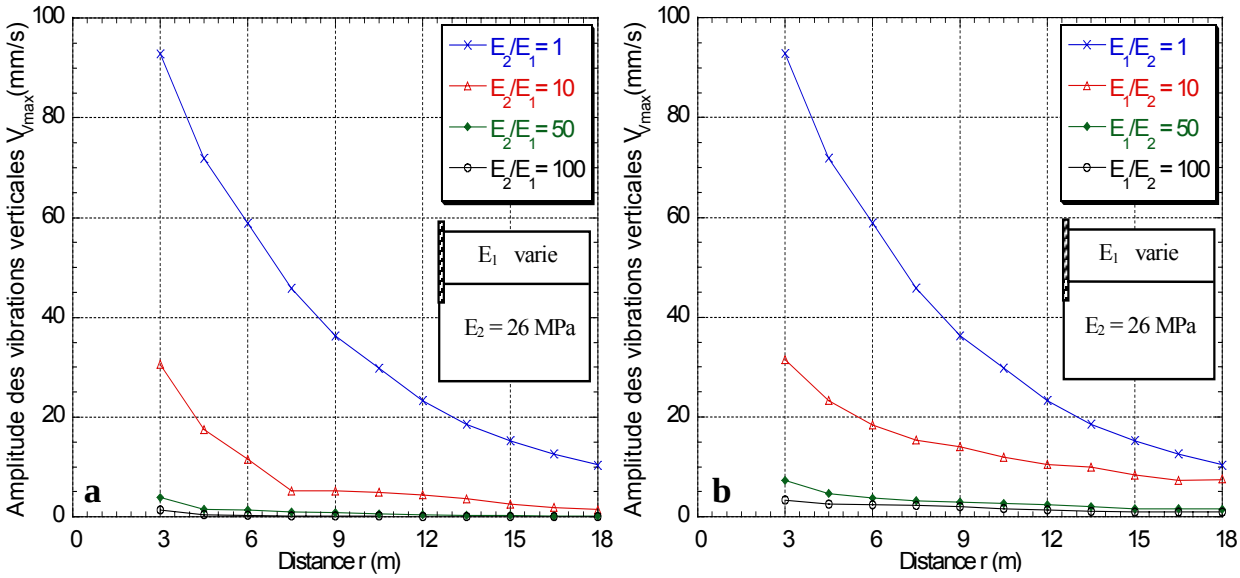



Figure 4.55 : Vibrofonçage de pieux dans un sol bi-couche : influence de l'hétérogénéité du sol sur l'amplitude des vibrations verticales (Z = 13,5m : pointe du pieu dans la couche profonde) :
a) Couche de surface souple b) Couche de surface raide.

Les résultats obtenus sont similaires à ceux du battage (voir 3.6.3).

## 4.3.5. Isolation par tranchées

Nous avons étudié l'efficacité de tranchées comme dispositifs d'isolation pour le vibrofonçage de pieux. Nous présentons dans cette section les résultats concernant l'influence du matériau de remplissage et de la profondeur de la tranchée sur l'amplitude des vibrations à la surface du sol derrière la tranchée

L'exemple traité est présenté sur la figure 4.56. Il correspond au vibrofonçage d'un pieu en béton dans un sol homogène. Les caractéristiques du pieu et du sol sont données sur la figure. La tranchée est modélisée par un domaine ayant une largeur de 0,25m. Elle est située à une distance $r_t$ = 5m. Les résultats sont présentés pour un enfoncement Z = 9m.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

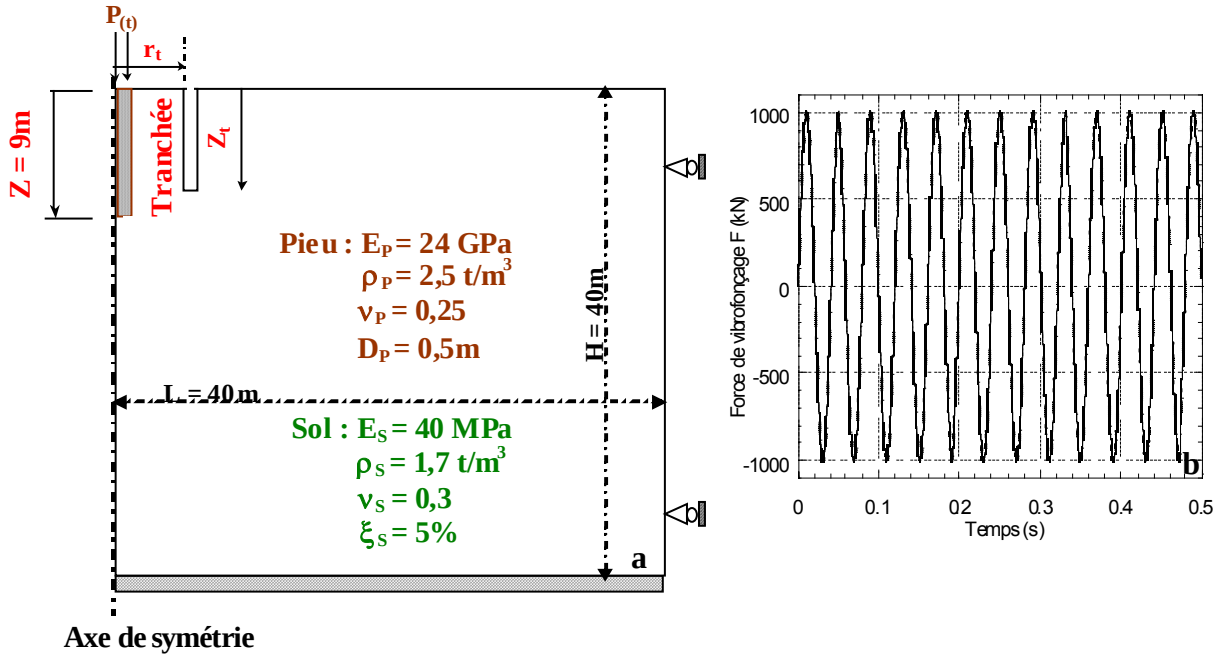



Figure 4.56 : Étude de l'utilisation de tranchées comme dispositifs d'isolation:
a) Configuration étudiée b) Force appliquée à la tête du pieu.

### 4.3.5.1. Influence du matériau de remplissage

La figure 4.57 montre les résultats obtenus pour une tranchée de 5m de profondeur pour différents cas: sol sans tranchée, sol avec tranchée ouverte (vide) et sol avec tranchée remplie par argile molle, par béton ou par acier. Les propriétés de ces matériaux sont données dans le tableau 3.6.

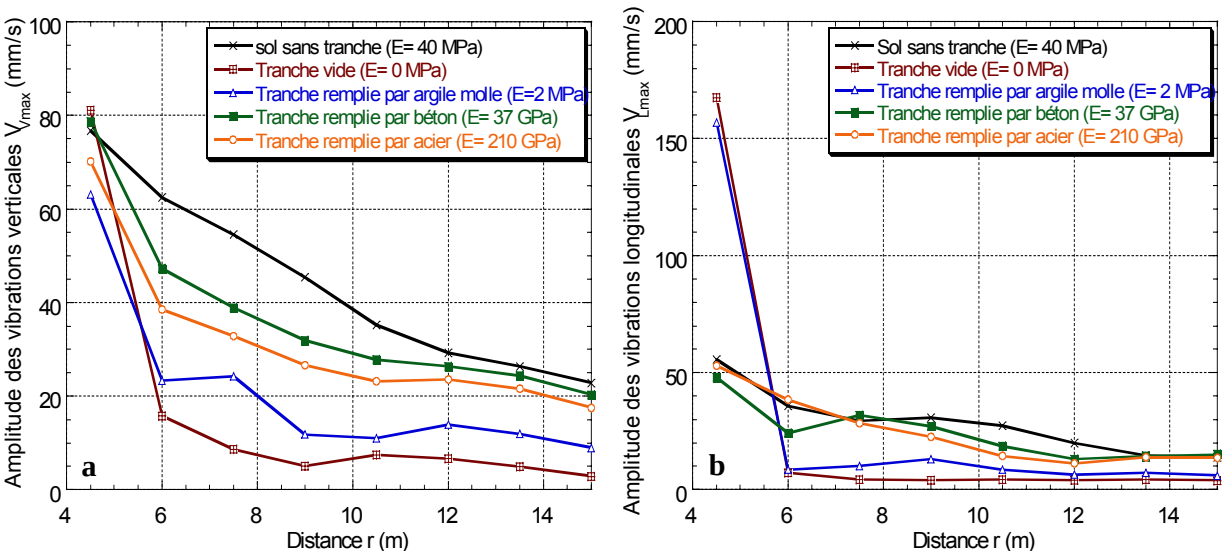



Figure 4.57 : Influence du matériau de remplissage d'une tranchée de 5m de profondeur située à 5m du pieu sur l'amplitude des vibrations à la surface du sol:
a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinale $V_L$.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Les résultats obtenus sont identiques à ceux du battage (voir 3.7.2):

- L'existence de la tranchée réduit l'amplitude des vibrations à la surface du sol. L'efficacité d'isolation de la tranchée est meilleure dans la direction verticale que dans la direction horizontale, en particulier à une distance relativement grande de la tranchée.
- En cas de tranchée vide ou remplie par argile molle, la chute de la rigidité latérale du massif du sol entre le pieu et la tranchée augmente considérablement l'amplitude des vibrations longitudinale avant la tranchée (r = 4,5m).
- L'efficacité de la tranchée dépend de la rigidité relative du matériau de remplissage par rapport au sol environnant. Elle est plus importante lorsque la tranchée est vide ou remplie par un matériau de rigidité relativement faible comme l'argile molle. L'acier donne une isolation meilleure que celle du béton, ceci montre que l'efficacité d'isolation vibratoire d'une tranchée dépend du contraste de rigidité entre le matériau de remplissage et le sol environnant.

### 4.3.5.2. Influence de la profondeur de tranchée

La figure 4.58 illustre l'influence de la profondeur ($Z_t$) d'une tranchée vide située à une distance $r_t$ = 5m du pieu enfoncé à 9m. On note une diminution significative de l'amplitude des vibrations à la surface du sol avec la profondeur de la tranchée. À titre d'exemple, à une distance r = 6m, l'amplitude de la composante verticale $V_{Vmax}$ décroît de 71%, 75%, 90% et 97% pour $Z_t$ = 2, 5, 8 et 11 m, respectivement. De même, l'amplitude de la composante horizontale $V_{Lmax}$ décroît de 46%, 80%, 81% et 94% pour $Z_t$ = 2, 5, 8 et 11m, respectivement.

En tenant compte que la longueur de l'onde de surface $\lambda_R$= 3,7m ($\lambda_R = C_R/f$ , $C_R$ = 92 m/s et f = 25 Hz), on peut déduire qu'une tranchée vide dont la profondeur est de l'ordre de demi longueur de l'onde de surface réduit l'amplitude des vibrations d'environs 50%.

Ces résultats sont similaires à ceux du battage (voir 3.7.3).

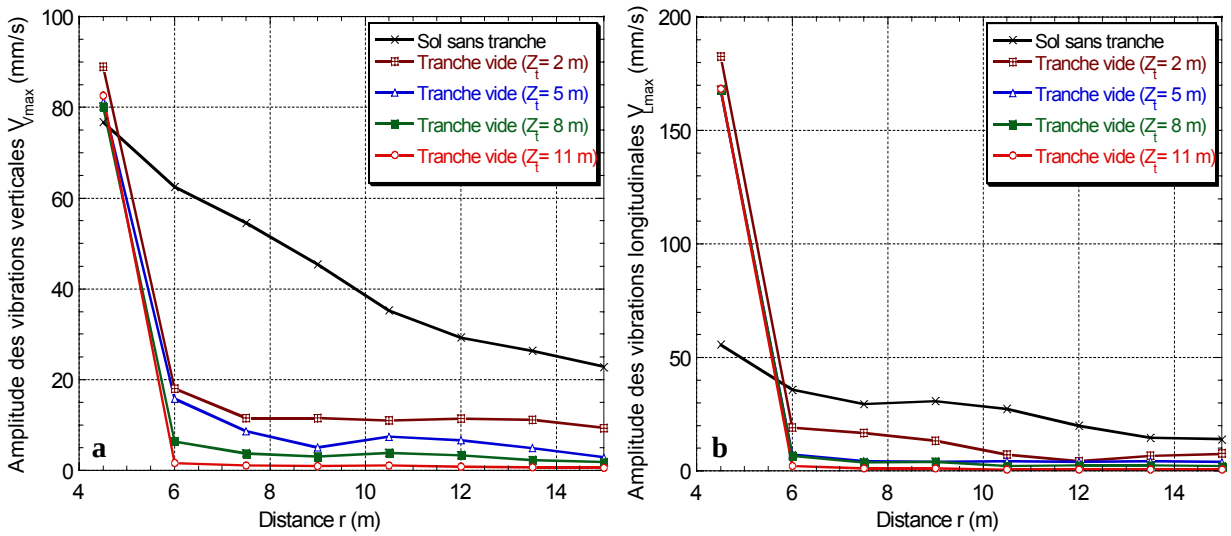



Figure 4.58 : Influence de la profondeur d'une tranchée vide située à 5m du pieu sur l'amplitude des vibrations à la surface du sol:
a) composante verticale $V_V$ b) composante longitudinale $V_L$.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

## 4.4. CONCLUSIONS

Ce chapitre a comporté une étude expérimentale et numérique des vibrations induites par le vibrofonçage de pieux.

L'étude expérimentale est effectuée à l'aide des mesures réalisées à la surface du sol lors des essais de vibrofonçage d'un tube et d'une paire de palplanches. Elle a montré que :

- Les vibrations transmises dans le sol ont une forme périodique qui ressemble à celle du chargement du vibreur. La fréquence dominante des vibrations induites est contrôlée par la fréquence du vibreur.

- L'analyse des mesures effectuées a donné des résultats irréguliers qui variaient avec l'enfoncement du pieu et l'essai réalisé. À titre d'exemple, lors du vibrofonçage du pieu, la composante longitudinale présente l'amplitude la plus importante au voisinage du pieu et le rapport ($V_{Lmax}/V_{Vmax}$) décroît avec l'enfoncement du pieu. Par contre, lors du vibrofonçage des palplanches, l'amplitude de la composante verticale est la plus importante pour des enfoncements relativement faibles et le rapport ($V_{Lmax}/V_{Vmax}$) augmente avec l'enfoncement. L'amplitude de la composante transversale est inférieure à celles des deux autres composantes au voisinage du pieu ou des palplanches, mais elle ne peut pas être négligée surtout à grandes distances.

- L'étude de l'atténuation a donné des résultats irréguliers qui variaient avec l'enfoncement du pieu et des palplanches. Cette irrégularité peut être expliquée par l'interférence des ondes comprises dans les signaux mesurés qui dépend de plusieurs paramètres comme le type et les caractéristiques des ondes, la distance du pieu et l'espacement entre les points de mesure. Ce dernier met en question la précision des valeurs des paramètres d'atténuation obtenues par l'analyse parce qu'elles peuvent changer de manière significative si les mesures avaient été effectuées avec un espacement différent.

- L'existence du rideau de palplanches réduit d'une manière significative l'amplitude des vibrations. Cette réduction est plus importante pour la composante longitudinale que pour la composante verticale.

La modélisation par éléments finis/infinis reproduit correctement les vibrations verticales, mais elle sous-estime les vibrations horizontales près du pieu. L'étude numérique des vibrations induites par le vibrofonçage de pieux a donné des résultats similaires à ceux du battage, à rappeler:

- L'amplitude des vibrations à la surface du sol diminue avec la distance du pieu selon la relation d'atténuation simplifiée qui montre l'importance de l'amortissement matériel :

$$V_{max} = a \,.\, e^{-\beta . r} \qquad \text{(Eq. 4.9)}$$

- Pour la même charge appliquée en tête du pieu, l'amplitude des vibrations à la surface du sol diminue avec l'enfoncement du pieu. Mais, l'influence de l'enfoncement du pieu devient négligeable lors de la normalisation des vibrations par rapport à l'amplitude en



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

tête du pieu. Par contre, à l'intérieur du massif du sol, l'amplitude des vibrations à certaine distance du pieu varie en fonction de l'enfoncement du pieu.

- Sauf le cas d'une fréquence propre du sol égale ou très proche de la fréquence de charge, l'augmentation de la fréquence de la charge induit une diminution de l'amplitude des vibrations transmises dans le sol.

- L'amplitude des vibrations dépend sensiblement de la rigidité du sol; par contre, elle est indépendante de la rigidité élevée du pieu.

- En cas de vibrofonçage dans un sol bi-couche, lorsque le vibrofonçage est effectué dans la couche de surface, les vibrations induites à la surface du sol sont indépendantes de la raideur de la couche profonde. Mais lorsqu'il est effectué dans la couche profonde, ces vibrations dépendent sensiblement du contraste de raideur entre les deux couches parce que le contraste de raideur induit une réflexion des ondes transmise de la pointe du pieu et ce qui a pour conséquence une diminution de l'amplitude des vibrations en surface du sol.

- L'isolation par tranchées a montré que celle-ci réduit l'amplitude des vibrations. Cette réduction est plus importante dans la direction verticale que dans la direction horizontale. L'efficacité des tranchées augmente avec leur profondeur. Elle est plus importante lorsque la tranchée est vide ou remplie par un matériau de rigidité relativement faible que lorsqu'elle est remplie par un matériau de rigidité élevée. En cas d'une tranchée remplie par un matériau rigide, l'efficacité d'isolation dépend du contraste de rigidité entre le matériau de remplissage et le sol environnant.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

# CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce travail comporte une étude expérimentale et numérique des vibrations induites par le battage et le vibrofonçage de pieux. Les essais in situ ont été effectués à l'aide d'un dispositif original avec de nombreux points de mesure et, en particulier, avec la force exercée en tête du pieu. La modélisation par éléments finis a permis d'étudier les vibrations induites dans différentes configurations de sols et d'étudier l'isolation vibratoire par la technique de tranchée.

Les vibrations induites dans le sol par le battage comprennent des traces de plusieurs ondes. La méthodologie d'analyse suivie a permis de séparer ces ondes et de déterminer leurs types et caractéristiques ainsi que leur évolution en fonction de la distance et de l'enfoncement du pieu; ceci a permis de bien interpréter les mesures effectuées lors du battage et du vibrofonçage.

Les principales conclusions obtenues pour le battage peuvent être résumées par les points suivants :

Les mesures réalisées montrent que l'amplitude des vibrations est maximale dans la direction verticale et minimale dans la direction horizontale transversale. À partir d'une certaine distance de l'ordre de la longueur d'onde de Rayleigh ($r = \lambda_R$), la composante verticale domine. Ainsi, on peut se contenter de connaître l'amplitude de cette composante pour prévoir les nuisances que les vibrations puissent causer.

Les mesures réalisées montrent également que l'amplitude des vibrations à la surface du sol décroît avec la distance du pieu. Sur le site de Merville, la relation empirique proposée par Attewell & Farmer peut être utilisée pour décrire l'atténuation de la composante verticale à partir d'une certaine distance du pieu ($r \approx \lambda_R$). L'utilisation de la relation de Bornitz nécessite la prise en compte de la variation avec la distance du paramètre n. On a constaté une atténuation en $1/r^2$ (onde de volume en champ proche) près du pieu ($r \leq \lambda_R$) et en $1/r$ (onde de volume en champ lointain) et puis en $1/\sqrt{r}$ (onde de surface) dans la zone lointaine du pieu.

L'amplitude des vibrations normalisées par rapport à l'énergie de battage varie peu avec l'enfoncement du pieu. En cas de battage dans un sol bi-couche, les vibrations induites à la surface du sol sont indépendantes de la raideur de la couche profonde lorsque le battage est effectué dans la couche de surface; mais elles dépendent sensiblement du contraste de raideur entre les deux couches lorsque le battage est effectué dans la couche profonde.

La présence d'un rideau de palplanches ou, plus généralement, d'une tranchée vide ou remplie, réduit la transmission des vibrations, en particulier dans la direction verticale. L'efficacité d'isolation vibratoire de la tranchée augmente avec sa profondeur. Elle dépend également des caractéristiques du matériau de remplissage.

Les principales conclusions obtenues pour le vibrofonçage peuvent être résumées par les points suivants :

Les vibrations induites par le vibrofonçage sont périodiques. Elles possèdent les forme et fréquence de la charge du vibreur.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

Les ondes continues induites par le vibrofonçage interfèrent avec phasage/déphasage ce qui rend irrégulière la courbe d'atténuation, en particulier dans la zone éloignée du pieu. Cette irrégularité, qui varie d'ailleurs en fonction de l'enfoncement du pieu, rend complexe le calage des relations empiriques sur les mesures. Les valeurs des coefficients d'amortissement n et $\alpha$ obtenues sont supérieures à celles obtenues en battage à cause la fréquence des vibrations induites qui était plus haute en vibrofonçage qu'en battage.

L'amplitude de la composante longitudinale des vibrations près du pieu est supérieure à celle de la composante verticale. L'amplitude de la composante transversale est inférieure à celles des deux autres composantes au voisinage du pieu, mais elle peut être du même ordre de grandeur à grandes distances. Lorsque la distance augmente ($r \geq 10$m), l'irrégularité des courbes rend difficile l'identification de la composante dominante.

L'existence du rideau de palplanches réduit l'amplitude des vibrations. Contrairement au battage, cette réduction est plus importante dans la direction longitudinale que dans la direction verticale.

La modélisation par éléments finis a donné une bonne prévision de l'amplitude des vibrations verticales. Par contre, elle sous-estime les vibrations longitudinales près du pieu. Les résultats de l'étude numériques du vibrofonçage concernant l'atténuation des vibrations, l'influence de l'enfoncement du pieu, l'influence des propriétés mécaniques, le vibrofonçage dans un sol bi-couche et l'isolation vibratoire par tranchées sont similaires à ceux obtenus du battage. Pour éviter la résonance, la fréquence du vibreur doit être éloignée des fréquences propres du massif du sol.

Enfin, on a noté qu'une bonne prévision des vibrations induites par le vibrofonçage nécessite tout d'abord la détermination des ondes et de leurs vitesses de propagation dans chaque composante de vibration, et puis l'étude de l'interférence de ces ondes en fonction de la distance. Comme on peut répondre à la première exigence par la méthode Slant Stack qui ne peut pas d'ailleurs être utilisée en cas de vibrofonçage, il sera donc intéressant d'envisager une méthode de passage du battage au vibrofonçage. Cette méthode consiste à supposer que chaque composante des vibrations induites par le vibrofonçage comprenne à la fois les mêmes ondes induites par le battage qu'on peut définir par la méthode Slant Stack. Puis, l'interférence de ces ondes en fonction de la distance peut être prédite selon le schéma illustré dans la figure 4.4, ce qui nous permet de prévoir à quelle distance peut-on avoir amplification de l'amplitude (superposition avec phasage) ou une diminution d'amplitude (superposition avec déphasage). Ensuite, en normalisant les vibrations par rapport à l'énergie dans les deux cas (battage et vibrofonçage), on peut espérer déduire la courbe d'atténuation en cas de vibrofonçage de celle établie en cas de battage.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

# RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**AASHTO Designation**: R88-81 (1990) Standard recommended practice for evaluation of « Transportation Related Earthborne Vibrations ».

**ABAQUS/Explicit User's Manual**, Version 6.3, Hibbitt, Karlson & Sorensen; 2002.

**Aboudi J. (1973)**: Elastic waves in half-space with thin barrier, J. Eng. Mech. Div., ASCE, 99(EM1), pp. 69-83.

**Abraham O., Léonard C., Côte P. & Piwakowski B. (2000)**: Time frequency analysis of impact-echo signals: Numerical modelling and experimental validation. ACI Materials Journal, November-December (2000), pp. 645-657.

**Ahmad S. & Al-Hussaini T.M. (1991)**: Simplified design for vibration screening by open and in-filled trenches, J. Geot. Eng., ASCE, 117(1), pp. 67-88.

**Ahmad S., Al-Hussaini T.M. & Fishman K.L. (1996)**: Investigation on active isolation of machine foundations by open trenches, J. Geot. Eng., ASCE, 122(6), June, pp. 454-461.

**Aki K. & Richards P.G. (1980)**: Quantitative seismology: theory and methods, W.H. Freeman and Co. San Francisco (USA).

**Al Abdeh R., Piwakowski B. & Shahrour I. (2005)**: Etude des vibrations induites ans le sol par le vibrofonçage de pieux, Proc. of the International Conference on "Urban Engineering : Innovative Technologies for infrastructures and housing", Lille, 12-13 octobre 2005.

**Al Abdeh R., Shahrour I. & Piwakowski B. (2004)**: Reduction of ground vibrations due to pile driving by open and filled-in trenches, Proceedings of the 7th International Conference on the Application of Stresswave Theory to Piles, Petaling Jaya, Malaysia, 9-11 August 2004, pp.321-326.

**Alabdeh R. & Shahrour I. (2004)**: Etude numérique de l'atténuation des vibrations induites par le battage de pieux, Proc. of the International Conference on Geotechnical Engineering, Beirut, 19-22 May, pp. 585-590.

**Alabdeh R., Shahrour I., & Piwakowski B. (2004)**: Modélisation des vibrations induites dans un sol bi-couche par le battage de pieux, 5ème Rencontres du Réseau des jeunes chercheurs en génie civil, Aussois, 14-17 mars.

**Alabdeh R., Shahrour I., & Piwakowski B. (2003)**: Atténuation des vibrations induites par le battage de pieux : analyse des essais in situ, Séance technique du CFMS – demi-journée du jeudi 4 décembre 2003: Impact des travaux sur l'Environnement : Part 1 : Terrassements, fouilles, vibrations.

**Alabdeh R. & Shahrour I. (2003)**: Etude des nuisances vibratoires dues au battage de pieux : Modélisation par éléments finis, Acte du 16ème Congrès Français de Mécanique, Nice, 1-5 Septembre.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

**Alabdeh R. & Shahrour I. (2003)**: Etude des vibrations induites dans le sol par le battage et le vibrofonçage de pieux : Modélisation par éléments finis, Journée professionnelle RDGC/RGCU – Paris – 21 janvier 2003.

**Al-Hussaini T.M. & Ahmad S. (1991)**: Design of wave barriers for prediction of horizontal ground vibration, Journal of Geotechnical Engineering, 117(4), pp. 616-636.

**Al-Hussaini T.M. & Ahmad S. (1996)**: Active isolation of machine foundations by in-filled trench barriers, J. Geot. Eng., ASCE, 122(4), April, pp. 288-294.

**Amick H. & Gendreau M. (2000)**: Construction vibrations and their impact on vibration – sensitive facilities, presented at ASCE Construction Congres 6, Orlando, 22 February, pp.758-767.

**Amick H. (1999)**: A frequency – dependent soil propagation model, presented at Conference on Optomechanical Engineering and Vibration Control, Denver, 20 July, SPIE Proc., Vol.3786.

**Athanasopoulos G.A., Pelekis P.C. & Anagnostopoulos G.A. (2000)**: Effect of soil stiffness in the attenuation of Rayleigh–wave motions from field measurements, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 19, No. 4, pp. 277-288.

**Athanasopoulos G.A. & Pelekis P.C. (2000)**: Ground vibrations from sheetpile driving in urban environment: measurements, analysis and effects on buildings and occupants, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 19, No. 5, pp. 371-387.

**Attewell P.B. & Farmer I.W. (1973)**: Attenuation of ground vibrations from pile driving, Ground Engineering, Vol. 6, No. 4, pp. 26-29.

**Attewell P., Selby A. & Uromeihy A. (1989)**: Appraisal of ground vibration from civil construction, International Journal of Mining and Geological Engineering, Chapman & Hall, Vol. 7, pp. 168-208.

**Attewell P.B., Selby A.R. & Uromeihy A. (1991)**: Non-monotonical decay of ground surface vibrations caused by pile driving, In Earthquake, Blast and Impact, SECED, Elsevier, 1991, pp. 463-481.

**Attewell P.B., Selby A.R. & O'Donnell L. (1992)**: Estimation of ground vibrations from driven piling based on statistical analyses of recorded data, J. Geotechnical and Geological Engineering, 1992, Vol. 10, No. 1, Chapman Hall, pp. 41-59.

**Avilés J. & Sánchez-Sesma F. (1983)**: Piles as barriers for elastic waves, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 9, pp.1133-1146.

**Avilés J. & Sánchez-Sesma F. (1988)**: Foundation isolation from vibrations using piles and barriers, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 114, No. 11, pp. 1854-1870.

**Barkan D.D. (1962)**: Dynamics of Bases and Foundations, translated from the Russian by L. Drashevska, edited by G. P. Tschebotarioff, McGraw-Hill, 1962.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

**Banerjee P.K., Ahmad S. & Chen K. (1988)**: Advanced application of BEM to wave barriers in multi-layered three-dimensional soil media, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, pp. 1041-1060.

**Bement R.A.P. & Selby A.R. (1997)**: Compaction of granular soils by uniform vibration equivalent to vibrodriving of piles, J. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 15, Issue 2, pp. 121-143, ISSN 0960-3182.

**Beskos D.E., Dasgupta B. & Vardoulakis I.G. (1986)**: Vibration isolation using open or filled trenches, Computational Mechanics, Vol. 1, pp. 43-63.

**Berryman J.G. (1980)**: Confirmation of Biot's theory, Applied Physics Letters, Vol. 37(4), pp. 382-384.

**Biot M.A. (1956a)**: Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid: I, low frenquency rang, Journal of Acoustical Society of America; Vol. 28(2), pp. 168-178.

**Biot M. A. (1956b)**: Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid: II, higher frenquency rang, Journal of Acoustical Society of America; Vol. 28(2), pp.179-191.

**Borel S., Reiffsteck P., Rocher-Lacoste F. (2003a)**: International Prediction Event on the Installation and Performance of Impact and Vibratory Driven Piles in Flanders Clay 2003 - Data provided for predictors: Part 1.a: Soils description & laboratory test results.

**Borel S., Reiffsteck P., Rocher-Lacoste F. (2003b)**: International Prediction Event on the Installation and Performance of Impact and Vibratory Driven Piles in Flanders Clay 2003 - Data provided for predictors: Part 1.b: In situ test results.

**Boroomand B. & Kaynia A.M. (1991)**: Vibration isolation by an array of piles, Proc. of 5th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier, Applied Science, Karlsruhe, Germany, pp. 683-691.

**Bousquet P. (1980)**: Pieux et palplanches, Techniques de l'Ingénieur, C140.

**Bouzidi Y. & Schmitt D.R. (2002)**: definitive detection of the slow compressional wave in saturated porous synthetic rock, CSEG Conference, Calgary, Alberta, 6-9 May.

**Bowels J.E. (1998)**: Foundation Analysis and Design, 5$^{th}$ education, McGraw Hill Companies, Inc New York.

**Brown P.J., Batzle, M., Dey-Sakar S., McMechan, G., Peeters M., Steensma G. & Tang E. (2001)**: Biot slow wave laboratory detection and seismic response, Accepted by the EAGE/SEG Research Workshop, Pau, France, 2001.
http://www.mines.edu/~mpeeters/eage_paper.pdf

**Brutsaert W. (1964)**: The propagation of elastic waves in unconsolidated unsaturated granular mediums, Journal of Geophysical Research, Vol. 69, No. 2, pp. 243-257.



© 2005 Tous droits réservés. 

**Burridge R. & Vargas C.A. (1979)**: The fundamental solution in dynamic poroelasticity, Geophys. J. R. Astr. Soc., Vol. 58, pp. 61-90.

**Cai Y.Q., Kai M. & Xu C.J. (2004)**: Stable response of axisymmetric two-phase water-saturated soil, Journal of Zhejiang University Science JZUS, Vol. 5, No. 9, pp. 1022-1027.

**Chen J. (1994a)**: Time domain fundamental solution to Biot's complete equations of dynamic poroelasticity. Three dimensional solution, Int. J. Solids Struct., Vol. 31, No. 2, pp.169-202.

**Chen J. (1994b)**: Time domain fundamental solution to Biot's complete equations of dynamic poroelasticity. Two dimensional solution, Int. J. Solids Struct., Vol. 31, No. 10, pp.1447-1490.

"**Circulaire du 23 juillet 1986**, relative aux vibrations mécaniques émises dans l'environnement par les installations classées pour la protection de l'environnement", J.O. du 22 octobre, 1986.
http://aida.ineris.fr/textes/circulaires/text4220.htm

**Clough G.W. & Chameau J. (1980)**: Measured effects of vibratory sheetpile driving, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT10, October, pp. 1081-1099.

**Clough R.W. & Penzien J. (1993)**: Dynamics of Structures, McGraw Hill Companies, Inc New York.

**Cudmani R.O., Huber G. & Gudehus G. (2002)**: A mechanical model for the investigation on the vibro-drivability of piles in cohesionless soils, International Conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction – TRANSVIB2002, 9-10 September, Louvain-la-Neuve, Belgium, A.A. Balkema, Swets & Zeitlinger Publishers, pp. 45-52.

**Dali B. (1992)**: Détermination de la force portante statique des pieux soumis à un chargement dynamique axial, Laboratoire d'accueil CEBTP (Centre Expérimental de Recherche et d'Etude du Bâtiment et des Travaux Publics), Thèse de Doctorat, 181pp.

**Dalmatov B.I., Ershov V.A. & Kovalevsky E.D. (1968)**: Some Cases of Foundation Settlement in Driving Sheeting and Piles, Proceedings International Symposium on Wave Properties of Earth Materials, pp. 607-613.

**Dasgupta B., Beskos D.E. & Vardoulakis I.G. (1990)**: Vibration isolation using open or filled trenches. Part 2: 3-D homogeneous soil, Computational Mechanics, Vol. 6, pp. 129-142.

**Dasgupta B., Beskos D.E. & Vardoulakis I.G. (1986)**: 3-D vibration isolation using open trenches, Innovative numerical methods in engineering, R. P. Shaw,ed., Springer-Verlag KG, Berlin, Germany, pp. 385-392.

**Deeks A.J. & Randolph M.F. (1993)**: Analytical modelling of hammer impact for pile driving, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.17, pp. 279-302.

**Dowding C.H. (1996)**: Construction vibrations, Upper Saddle River, NJ: PrenticeHall.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

**Drabkin S., Lacy H. & Kim D.S. (1996)**: Estimating settlement of sand caused by construction vibration, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 11, November, pp. 920-928.

**Drabkin S. & Lacy H. (1998)**: Prediction of settlements of structures due to pile driving, Proc. of the Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Ground Dynamics III, Seattle, Washington, August 3-6, pp. 1496-1506.

**Emad K. & Manolis G.D. (1985)**: Shallow trenches and propagation of surface waves, J. Engng. Mech. 1985, Vol. 111, No. 2, pp. 279-282.

**Forssblad L. (1965)**: Investigations of Soil Compaction by Vibration, Royal Swedish Academy of Engineering Sciences, Civil Engineering Sciences, Civil Engineering and Building Construction Series, No. 34.

**Frank R. (1995)**: Fondations profondes, Techniques de l'Ingénieur, C 248.

**Gajo A. (1995)**: Influence of viscous coupling in propagation of elastic waves in saturated soil, J. of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 9, September, pp. 636-644.

**Gajo A. & Mongiovi L. (1995)**: An analytical solution for the transient response of saturated linear elastic porous media, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 19, pp. 399-413.

**Gajo A., Saetta A. & Vitaliani R. (1994)**: Evaluation of three and two field finite element methods for the dynamic response of saturated soil, Int. J. Numer. Methods Engrg., Vol. 37, pp. 12131-1247.

**Garg S.K., Nayfeh H. & Good A.J. (1974)**: Compressional waves in fluid-saturated elastic porous media, J. Appl. Phys., Vol. 45, pp. 1968-1974.

**Gaboussi J. & Wilson E.L. (1973)**: Variational formulation of dynamics of fluid-saturated porous elastic solids, J. Engrg. Mec., ASCE, Vol. 98, No. 4, pp. 947-962.

**Gonin H. (1998)**: Quelques réflexions sur le vibrofonçage, Revue Française de Géotechnique, N° 83, 2ème trimestre, pp. 35-39.

**Greetsma J. & Smith D.C. (1961)**: Some aspects of elastic waves propagation in fluid saturated porous solids, Geophysics, Vol. 26, No. 2, pp. 169-181.

**Glatt J., Roboski J., Finno R.J. (2004)**: Sheetpile-induced vibrations at the Lurie excavation project, Geotechnical Engineering for Transportation Projects, M.K. Yegian & E. Kavazanjian, Eds. Special Geotechnical Publication No. 126, ASCE, July 2004. http://www.iti.northwestern.edu/publications/finno/finnoSheet%20pile%20vibration%20paper2004.pdf.

**Gucunski N. & Woods R.D. (1992)**: Numerical simulations of the SASW test, Soil Dynamics and Earthquake Engineering , Vol. 11, pp. 213-227.

**Haskell (1953)**: The dispersion of surface waves on multilayered media. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 43, pp. 17-34.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

**Haupt W. A. (1978)**: Isolation of vibration by concrete core walls, Proc. of Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 251-257.

**Heckman W.S. & Hagerty D.J. (1978)**: Vibrations associated with pile driving, Journal of Construction Division, Vol. 104, No. 4, pp. 385-394.

**Hendriks R. (2002)**: Transportation related earthborne vibrations (Caltrans Experiences), Technical Advisory, Vibration, TAV-02-01-R9601, February 20, 2002.

**Hildebrand H. (2003)**: Asymptotic analysis of hard wave barriers in soil, J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 23 , pp. 143-158.

**Holeyman A.E. (1984)**: Contribution à l'étude du comportement dynamique non-linéaire des pieux lors de leur battage. PhD thesis, Université libre de Bruxelles.

**Holeyman A.E. & Legrand C. (1994)**: Soil modeling for pile vibratory pile driving, Int. Conf. on Designe and Construction of Deep Foundations, Orlando, Florida, USA, Vol. 2, pp.116-1178.

**Holeyman A.E., Legrand C. & Van Rompaey D. (1996)**: A method to predict the driveability of vibratory driven piles, Proc. of the 3rd International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to piles, 11-13 September, Orlando, Florida, USA, pp.1101-1112.

**Holeyman A.E. (2002)**: Soil behaviour under vibratory driving, Keynote lecture presented at the International Conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction – TRANSVIB2002, 9-10 September, Louvain-la-Neuve, Belgium, A.A. Balkema, Swets & Zeitlinger Publishers, pp. 3-19.

**Hung H.H. & Yang Y.B. (2001)**: A review of researches on ground-borne vibrations with emphasis on those induced by trains, Proc. Natl. Sci. Counc. ROC(A), Vol.25, No.1, pp. 1-16.
**Hwang J-H., Liang N. & Chen C-H. (2001)**: Ground Response During Pile Driving, Geotechnical and Geonvironmental Engineering, Vol. 127, No. 11, Novembre, pp. 939-949.

**Ishihara K. (1967)**: propagation of compressional waves in a saturated soil, Proc. Int. Symp. On Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, Albuquerque, N. M., pp.451-467.

**Iwanowski T. & Fisher H.C. (1985)**: Alternative methods to compute stress waves in piles when using prestressed disc pile cap, In Proc. Second International Conference on the application of stresswave theory on piles, Rotterdam, A.A. Balkema, pp. 360-370.

**Jaksa M. B., Griffith M. C. & Grounds R. W. (2002)**: Ground vibrations associated with installing enlarged-based driven cast-in-situ piles, Australian Geomechanics, Vol. 37, No. 1, pp. 67-73.

**Jongmans D. & Horrent D. (1995)**: The use of seismic prospecting for prediction of ground vibrations, Proc. of the 1st Meeting EEGS (Environmental and Engineering Geophysics Society), Torino, Italy, September 25 – 27th , pp. 324-327.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

**Jongmans D. (1996)**: Prediction of ground vibrations caused by pile driving: a new methodology, Engineering Geology , Elsevier , Vol. 42, pp. 25-36.

**Kattis S.E., Polyzos D. & Beskos D.E. (1999a)**: Vibration isolation by a row of piles using a 3-D frequency domain BEM, Int. J. Numer. Meth. Engng., Vol. 46, pp. 713-728.

**Kattis S. E., Polyzos D. & Beskos D. E. (1999b)**: Modelling of pile barriers by effective trenches and their screening effectiveness, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.18, pp. 1-10.

**Kelley P.L., Dellorusso S.J. & Russo C.J. (1998)**: Building response to adjacent excavation and construction, In: Dusenberry D.O., Davie J.R., Editors, Effects of construction on structures, ASCE, Geotechnical Special Publication N0. 84, pp. 80-97.

**Kim D.S. & Lee J.S. (2000)**: Propagation and attenuation characteristics of various ground vibrations, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 19, No. 2, pp. 115-126.

**Kim D.S. & Lee J.S. (1998)**: Source and attenuation characteristics of various ground vibrations, Proc. of the Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Ground Dynamics III, Seattle, Washington, August 3-6th, pp. 1507-1517.

**Kinsler L.E, Frey A.R, Coppens A.B. & Sanders J.V**. **(1982)**: Fundamentals of acoustics, 3rd edition, John Wiley and sons, New York.

**Klæboe R., Turunen-Rise I.H., Harvik L. & Madshus C. (2003a)**: Vibrations in dwellings from road and rail-traffic- Part II**:** exposure-effect relationships based on ordinal logit and logistic regression models, Journal of Applied Acoustics, Vol. 64, Issue 1, pp. 89-109.

**Klæboe R., Öhrström E., Turunen-Rise I.H., Bendtsen H. & Nykanen H. (2003b)**: Vibrations in dwellings from road and rail-traffic- Part III: towards a common methodology for socio-vibrational surveys, Journal of Applied Acoustics, Vol. 64, Issue 1, pp. 111-120.

**Klein R., Antes H. & Le Houédec D. (1997)**: Efficient 3D modelling of vibration isolation by open trenches, Comput. Struct., Vol. 64, pp. 809-825.

**Koten H.V. (1991)**: Optimal pile driving, In: Proc. 4th International Conference on Piling and Deep Foundations, Rotterdam, A.A Balkema, pp. 655-663.

**Kuhlemeyer R.L. & Lysmer J. (1973)**: Finite element method for accuracy for wave propagation problems, J. Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, Vol. 99, No. SM5, May, pp. 421-427.

**Lacy H.S. & Gould J.P. (1985)**: Settlement from pile driving in sands, Proc. of Symposium "Vibration problems in geotechnical engineering", ASCE Convention in Detroit, Michigan, October 22, edited by Gazetas G. and Selig T., pp. 153-173.

**Leonards G.A., Deschamps R.J. & Feng Z. (1995)**: Driveability, load/settlement and bearing capacity of piles installed with vibratory hammers, Final Report submitted to the Deep Foundations Institute, School of Engineering, Purdue University, West Lafatette, Indiana, USA.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

**Leung K.L., Vardoulakis I.G., Beskos D.E. & Tassoulas J.L. (1991)**: Vibration isolation by trenches in continuously nonhomogeneous soil by the BEM, Soil Dyn. Earthquake Engng., Vol. 10, No. 3, pp. 172-180.

**Leung K. L, Beskos D. E. & Vardoulakis I. G. (1990)**: Vibration isolation using open or filled trenches, Comput. Mech., vol. 7, pp. 137-148.

**Liao S. & Sangrey D. A. (1978)**: Use of piles as isolation barriers, J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 104, pp.1139-1152.

**Liyanapathirana D.S., Deeks A.J. & Randolph M.F. (2001)**: Numerical modelling of the driving response of thin-walled open-ended piles, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., Vol.25, pp. 933-953.

**Longinow A. (1998)**: Monitoring construction vibrations, Geotechnical special publication, No. 84: Effects of Construction on Structures, ASCE, Editors: DUSENBERRy D.O. and DAVIE J. R., Proc. of sessions of Geo-Congress 98, Boston, Massachusettes, pp. 18-21.

**Luna W. A. (1967)**: Ground vibrations due to pile driving, Foundations Facts, Vol. 3, No. 2, Raymond International, Houston, Tex.

**Mabsout M.E., Reese L.C. & Tassoulas J.L. (1995)**: Study of pile driving by finite-element method, J. Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 7, pp. 535-543.

**Mabsout M., Sadek S. & Smayra T.E. (1999)**: Pile driving by numerical cavity expansion, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., Vol. 23, pp. 1121-1140.

**Mabsout M. & Sadek S. (2003)**: A Study of the effect of driving on pre-bored piles, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., Vol. 27, pp. 133-146.

**Mainardi F., Servizi G. & Turchetti G. (1977)**: On the propagation of seismic pulses in a porous elastic solid, J. Geophys, Vol. 43, pp. 83-94.

**Massarsch K.R. (1991)**: Ground vibration isolation using gas cushions, Second International Conference on Recent Advance in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, March 11-15, Vol. 2, pp. 1461-1470.

**Massarsch K.R. (1992)**: Static and dynamic soil displacements caused by pile driving, Keynote lecture presented at the Fourth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, F.B.J. Barends, Editor, The Hague, The Netherlands, pp. 15-24.

**Massarsch K.R. (1993)**: Man-made vibrations and solutions, State-of-the-Art Lecture, Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, June 1-6, Vol. II, pp. 1393-1405.

**Massarsch K.R. & Sanaee F. (1993)**: Vibration isolation with lime-ciment columns, Internal Report. Division of Soil and Rock Mechanics, KTH, Stockholm: (Royal Inst. Techn.).

**Massarsch K.R., Madshus C. & Bodare A. (1995)**: Engineering vibrations and solutions, In: Prakash S, editor, Proceedings: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. 3, pp.1349-1353.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

**Massarsch K.R. (2000)**: Settlements and damage caused by construction-induced vibrations, Proc. International Workshop Wave2000, 13-15 December, Bochum, Germany, pp. 299-315.

**May T.W. & Bolt B.A. (1982)**: The effectiveness of trenches in reducing seismic motion, Earthquake Engng. Struct. Dyn. Vol.10, pp. 195-210.

**Mayne P. W. (1985)**: Ground vibrations during dynamic compaction, In: Gazetas G, Selig ET, editors, Vibration problems in geotechnical engineering, Special publication of ASCE, pp. 247-265.

**McMechan G.A. & Yedlin M.J. (1985)**: Analysis of dispersive waves by wave field transformation. Geophysics, Vol. 46, pp. 869-874.

**Meijers P. & Van Tol A.F. (2002)**: Settlement due to sheetpile extraction, results of experimental research, Int. Conf. on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction – TRANSVIB2002, 9-10 September, Louvain-la-Neuve, Belgium, A.A. Balkema, Swets & Zeitlinger Publishers, pp. 141-145.

**Moreaux D. (1997)**: Localisation des cavités souterraines par Réflexion Sismique Haute Résolution: Etude Numérique, Etude de Terrain, Thèse de Doctorat, Université de sciences et Technologie de Lille, 141 pp.

**Morochnik V. & Bardet J.P. (1996)**: Viscoelastic approximation of poroelastic media for wave scattering problems, J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.15, pp.337-346.

**Murphy J.R. & Shah H.K. (1988)**: An analysis of the effects of site geology on the characterestics of near-field Rayleigh waves. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 78, No. 1, pp. 64-82.

**Muraleetharan K.K. & Wei C. (2002a)**: Dynamic behaviour of unsaturated porous media: Governing equations using the theory of mixtures with interfaces (TMI), Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., Vol. 23, pp. 1579-1608.

**Norris A.N. (1993)**: Low frequency dispersion and attenuation in partially saturated rocks, J. Acoust. Soc. Am., Vol. 94, pp. 359-370.

**Ould Naffa S. (2004)**: Evaluation de la dégradation du béton par ondes ultrasonores, Thèse de doctorat, Université de Valenciennes et du Hainaut Cambresis, LML (U.R.A 1441), 194pp.

**Ousta R. (1998)**: Etude du comportement sismique des micropieux, Laboratoire de Mécanique de Lille, département Sols-Structures, Ecole Centrale de Lille, Thèse de Doctorat, 141 pp.

**Parola J.F. (1970)**: Mechanics of impact pile driving, Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, UMI ProQuest AAC 7114903.

**Peng S.M (1972)**: Propagation and Screening of Rayleigh Waves in Clay, Master's Engineering Thesis No. 386, Asian Institute of Technology, Bangkok, 1972.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

**Piwakowski B., Goueygou M., Fnine A. & Buyle-Bodin F. (2004)**: P-τ transformation as the efficient tool for determination of the velocity dispersion characteristics in complex structures, 16th World Conference on Nondestructive Testing, Montréal, Canada, August 30 – September 3.
http://www.ndt.net/article/wcndt2004/pdf/guided_waves/530_piwakowski.pdf

**Platret G & Plantet A. (2002)**: Résultat des essais par diffractométrie aux rayons X, 7 pages, 6 planches.

**Plona T.J. (1980)**: Observations of a second bulk compressional wave in a porous medium at ultrasonic frequencies, Applied Physics Letters, Vol. 36, No. 4, pp. 259-261.

**Ramshaw C.L, Selby A.R. & Bettess P. (1997)**: Computation of the transmission of waves from pile driving, Civil Engineering, Proc. of the Conference on Ground Dynamics and Man-made Processes, London, Vol.1, pp. 239-246.

**Ramshaw C.L., Selby A.R. & Bettess P. (1998)**: Computed ground waves due to piling, Proc. of the Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Ground Dynamics III, Seattle, Washington, August 3-6th, pp. 1484-1495.

**Randolph M.F. (1991)**: Analysis of the dynamics of pile driving, In: Bannerjee PK, Butterfield R, editors. Developments in soil mechanics IV: advanced geotechnical analysis. London: Elsevier Applied Science.

**Rausche F., Goble G.G. & Likins G. (1985)**: Dynamic determination of pile capacity, Journal of geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 3, paper No. 1951, pp. 367-383.

**Rausche F. (2002)**: Modeling of vibratory pile driving, Keynote lecture presented at the International Conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction – TRANSVIB2002, 9-10 September, Louvain-la-Neuve, Belgium, A.A. Balkema, Swets & Zeitlinger Publishers, pp. 21-32.

**Rausche F., Liang L., Allin R.C. & Rancman D. (2004)**: Application and correlations of the wave equation analysis program GRLWEAP, Special lecture presented at the 7th International Conference on the Application of Stresswave Theory to Piles, Petaling Jaya, Malaysia, 9-11 August 2004, pp.107-123.

**Rocher-Lacoste F., Borel S. & Gianeselli L. (2004)**: Comparative behaviour and performances of impact and vibratory driven piles in stiff clay, International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, 31 March – 02 April, Bochum, Germany, CBS04 Balkema Book Content, pp. 533-540.

**Rodger A.A. & Littlejohn G.S. (1980):** A study of vibratory driving in granular soils, Geotechnique, Vol. 30, No. 3, pp. 269-293.

**Sagaseta C. & Whittle A. J. (2001)**: Prediction of ground movements due to pile driving in clay, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 1, January, pp. 55-66.



© 2005 Tous droits réservés. 

**Salem H. S. (2000)**: Poisson's ratio and the porosity of surface soils and shallow sediments, determined from seismic compressional and shear wave velocities, Géotechnique, Vol. 50, No. 4, pp. 461-463.

**Segol G., Lee P.C.Y. & Abel J.F. (1978)**: Amplitude reduction of surface waves by trenches, J. Eng. Mech. Div., ASCE; 104(EM3), pp. 621-641.

**Selby A.R. (1991)**: Ground vibrations caused by pile installations, 4th International DFI Conference - Rotterdam, pp. 497-502.

**Selby A.R. & Swift J.S. (1989)**: Recording and processing ground vibrations caused by pile driving, Proc. Int. Conf. " Signals and Systems", Brighton, UK, July 12-14, AMSE Press (Association for the Advancement of Modelling and Simulation Techniques in Enterprises), Vol. 6, pp. 101-113.

**Shahrour I. (1992)**: PECPLAS**:** A finite element software for the resolution of earthwork problems, Proc. of the International Conference on "Géotechnique & Informatique", Edition Press ENPC, Paris (1992), pp. 497-502l.

**Sheng D., Eigenbord K.D. & Wriggers P. (2005)**: Finite element analysis of pile installation using large-slip frictional contact, Computer and Geotechnics, Vol. 32, pp. 17-26.

**Sieffert J-G. (2002)**: Vibratory pile driving analysis. A simplified model, International Conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction – TRANSVIB2002, 9-10 September, Louvain-la-Neuve, Belgium, A.A. Balkema, Swets & Zeitlinger Publishers, pp.53-60.

**Svinkin M.R. (1992)**: Pile driving induced vibrations as a source of industrial seismology, Proc. of the 4th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, The Hague, The Netherlands, F.B.J. Barends, Editor, A.A. Balkema Publishers, pp. 167-174.

**Svinkin M.R. (1996a)**: Velocity-impedance-energy relationships for driven piles, Proc. of the 5th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Orlando, F. Townsend, M. Hussein and M. McVay, Editors, pp. 870-890.

**Svinkin M.R. (1996b)**: Overcoming soil uncertainty in prediction of construction and industrial vibrations, Proc. Uncertainty in the Geologic Environment: From Theory to Practice, Geotechnical Special Publication No. 58, C. D. Shackelford, Nelson P. P, M. J. S. Roth, editors, ASCE, New York, Vol. 2, pp. 1178–1194.

**Svinkin M.R. (1999)**: Prediction and calculation of construction vibrations, paper presented at the 24th Annual Member's Conference of the Deep Foundations Institute in Dearborn, Michigan, 14-16 October 1999.
http://www.vulcanhammer.net/svinkin/prediction.php

**Svinkin M.R., Shaw A.G. & Williams D. (2000)**: Vibration environmental effect of construction operations, DFI 25th Annual Meeting and 8th Int. Conf. and Exhibition, A Global Perspective on Urban Deep Foundations, Deep Foundation Insitute, Englewood Cliffs, N.J., pp. 483-491.
http://www.vulcanhammer.net/svinkin/vibration.php



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

**Svinkin M.R. (2004)**: Minimizing construction vibration effects, Practice Periodical on Structural Design and Construction, ASCE, Vol. 9, No. 2, May 1, pp. 108-115.

**Take W.A., Valsangkar A.J. & Randolph M.F. (1999)**: Analytical solution for pile hammer impact, Computer and Geotechnics, Vol. 25, pp. 57-74.

**Thusyanthan I. & Madabhushi S.P.G. (2002)**: Construction process induced vibrations on underground structures, International Conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction – TRANSVIB2002, 9-10 September, Louvain-la-Neuve, Belgium, A.A. Balkema, Swets & Zeitlinger Publishers, pp. 147-153.

**Turunen-Rise I.H., Brekke A., Harvik L., Madshus C. & Klæboe R. (2003)**: Vibrations in dwellings from road and rail-traffic- Part II**:** exposure-effect relationships based on ordinal logit and logistic regression models, Journal of Applied Acoustics, Vol. 64, Issue 1, pp.71-87.

**Van der Grinten J. G. M., Van Dongen M. E. H. & Van der Kogel H. (1987)**: Strain and pore pressure propagation in a water-saturated porous medium, J. Appl. Phys., Vol. 62, pp.4682-4687.

**Vanden Berghe J-F. & Holeyman A. (1997)**: Comparaison of two models to evaluate the behaviour of a vibratory driven sheet-pile, Proceedings of the XI$^{th}$ Young Geotechnical Engineers Conference, 24-27 September, Madrid, Spain, pp. 60-72.

**Vanden Berghe J-F. & Holeyman A. (2002)**: Application of a hypoplastic constitutive law into a vibratory pile driving, International Conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction – TRANSVIB2002, 9-10 September, Louvain-la-Neuve, Belgium, A.A. Balkema, Swets & Zeitlinger Publishers, pp. 61-68.

**Vanden Berghe J-F. (2002)**: International prediction event of vibratory pile driving, International Conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction – TRANSVIB2002, 9-10 September, Louvain-la-Neuve, Belgium, A.A. Balkema, Swets & Zeitlinger Publishers, pp. 193-209.

**Vermeer G.J.O. (1990)**: Seismic wavefield sampling, 4 Geophysical references series, Soc. Expl. Geophys., Edit. Cooper M.R.

**Vié D. (2002)**: Simple model for prediction of vibratory driving and experimental data analysis of vibro-driven probes an sheetpiles, International Conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction – TRANSVIB2002, 9-10 September, Louvain-la-Neuve, Belgium, A.A. Balkema, Swets & Zeitlinger Publishers, pp. 69-79.

**Viking K. (2002a)**: Vibro-diveability, a field study of vibratory driven sheet piles in non-cohesive soils, PhD. Thesis, Div. of Soil and Rock Mechanics, Royal Inst. of Technology, Stockholm, Sweden, 281 pp, ISSN 1650-9501.

**Viking K. (2002b)**: Vibrodiveability and induced ground vibrations of vibratory installed sheet piles, International Conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction – TRANSVIB2002, 9-10 September, Louvain-la-Neuve, Belgium, A.A. Balkema, Swets & Zeitlinger Publishers, pp. 99-112.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

**Warrington D.C. (1987)**: A proposal for a simplified model for the determination of dynamic loads and stresses during pile driving, In: Proceedings, Nineteenth Offshore Technology Conference, OTC 5395, pp. 329-338.

**Warrington D.C. (1989)**: Theory and development of vibratory pile driving equipment, Proc. of the Twenty-First Annual Offshore Technology Conference, Dallas, TX. OTC 6030, pp.541-550.

**Warrington D.C. (1992)**: Vibratory and impact-vibration pile driving equipment, Pile Buck, Second October Issue 1992, Pile Buck, Jupiter, FL.

**Warrington D.C. (1994)**: Survey of methods for computing the power transmission of vibratory hammers, Pile Buck, Second August Issue 1994, Pile Buck Inc., Jupiter, FL.

**Warrington D.C. (1996)**: Development and potential of the wave equation in closed form as applied to pile dynamics, Poc. of the Fifth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, 11-13 September, Orlando, FL.

**Wei C. & Muraleetharan K.K. (2002a)**: A continuum theory of porous media saturated by multiple immiscible fluids: I. linear poroelasticity, Int. J. Eng. Sci., Vol. 40, No. 16, pp.1807-1833.

**Wei C. & Muraleetharan K.K. (2003)**: Acoustical waves in unsaturated porous media, Proc. of the 16th ASCE Engineering Mechanics Conference, Seattle, Washington, July 16-18 http://www.ce.washington.edu/em2003/proceedings/papers/710.pdf

**White D., Finlay T., Bolton M. & Bearss G. (2002)**: Press-in piling: ground vibration and noise during pile installation, Deep Foundations 2002 An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance; Geotechnical Special Publication N0. 116, Editors: O'NEILL M. W. and TOWNSEND F. C., ASCE, Vol. 1, pp. 363-371.

**Wiss J.F. (1967)**: Damage effects of pile driving vibrations, Highways Res. B. No. 155, pp.14-20.

**Woods R.D.W. & Jedele L.P. (1985)**: Energy attenuation relationships from construction vibrations, Vibration Problems in Geotechnical Engineering, ASCE Convention in Detroit, Michigan, pp. 229-246.

**Woods R.D. (1997)**: Dynamic effects of pile installation on adjacent structures, NCHRP 253, Washington, D.C.: National Academy Press, 1997 (86 pp., Transportation Research Board).

**Woods R. D. (1968)**: Screening of surface waves in soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM4, pp. 951-979.

**Woods R.D., Barnett N.E. & Sagesset R. (1974)**: Holography – a new tool for soil dynamics, J. Geotech. Eng. Div., ASCE , Vol.100, pp. 1231-1247.

**Yang Y.B. & Hung H.H. (1997)**: A parametric study of wave barriers for reduction of train-induced vibrations, Int. J. Num. Meth. Eng., Vol. 40, pp. 3729-3747.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

**Yang J. (2000)**: Influence of water saturation on horizontal and vertical motion at a porous soil interface induced by incident P wave, J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.19, pp. 575-581.

**Yang J. & Sato T. (2000)**: Influence of water saturation on horizontal and vertical motion at a porous soil interface induced by incident SV wave, J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 19, pp. 339-346.

**Yilmaz O. (1987)**: Seismic data processing, Society of Exploration Geophysicists, Investigations in Geophysics, No. 2, S.M. Doherty, ed., pp. 1-30.

**Zeng Y.Q. & Liu Q.H. (2001)**: A poroelastic model for acoustic landmine detection, J. IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing, IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing. Vol. 39, No. 6, pp. 1155-1164.

**Zerwer A., Cascante G. & Hutchinson J. (2002)**: Parameter estimation in finite element simulations of Rayleigh waves, Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128, Issue 3, March , pp. 250-261.

**Zhou K.L., Wang J.H. & Lu J.F. (2002)**: Transient foundation solution of saturated soil to impulsive concentrated loading, J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 22, pp.273-281.

**Zienkiewicz O.C. & Shiomi T. (1984)**: Dynamic behaviour of saturated porous media: the generalized Biot formulation and its numerical solution, Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., Vol. 8, pp. 71-96.



© 2005 Tous droits réservés.
http://www.univ-lille1.fr/bustl

# ANNEXES



© 2005 Tous droits réservés.

http://www.univ-lille1.fr/bustl

# ANNEXE I :
# ANALYSE DES VIBRATIONS INDUITES PAR LE BATTAGE DES PALPLANCHES 1

## I.1. INTRODUCTION

L'implantation de la paire de palplanches (notée palplanches 1) sur le site est illustrée dans la figure 2.4. Les palplanches 1 ont été tout d'abord vibrofoncées à 1,75 m sans mesure, et puis battu à partir de 1,75m jusqu'à 7m. La figure I.1 montre l'énergie de battage et le nombre de coups de marteau nécessaire pour enfoncer les palplanches de 25 cm dans le sol. Une augmentation de l'énergie de battage de 9 à 20 kJ a été opérée à un enfoncement des palplanches Z = 5,25m.

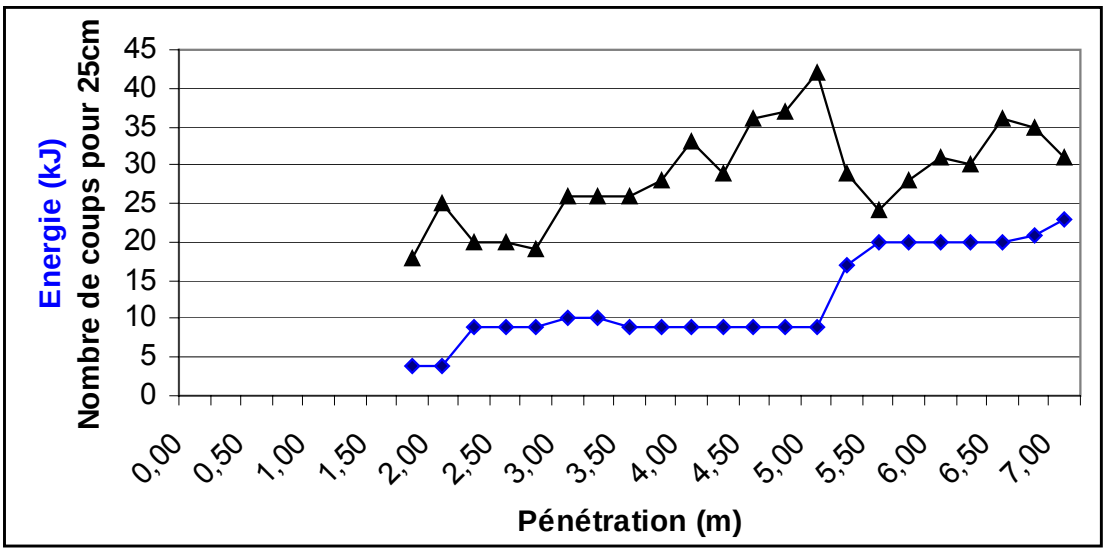



Figure I.1 : Battage des palplanches 1: Courbes de l'énergie de battage et le nombre de coups/25 cm en fonction de l'enfoncement des palplanches battues.

Les mesures ont été effectuées pour enfoncement des palplanches Z = 3 à 7m en 16 points placés à la surface du sol selon le plan d'implantation présenté pour l'essai de battage du pieu 1 (Fig. 2.6).

Dans cette section, nous présentons, principalement, une analyse par l'approche conventionnelle des mesures des deux composantes verticale $V_V$ et longitudinale $V_L$.

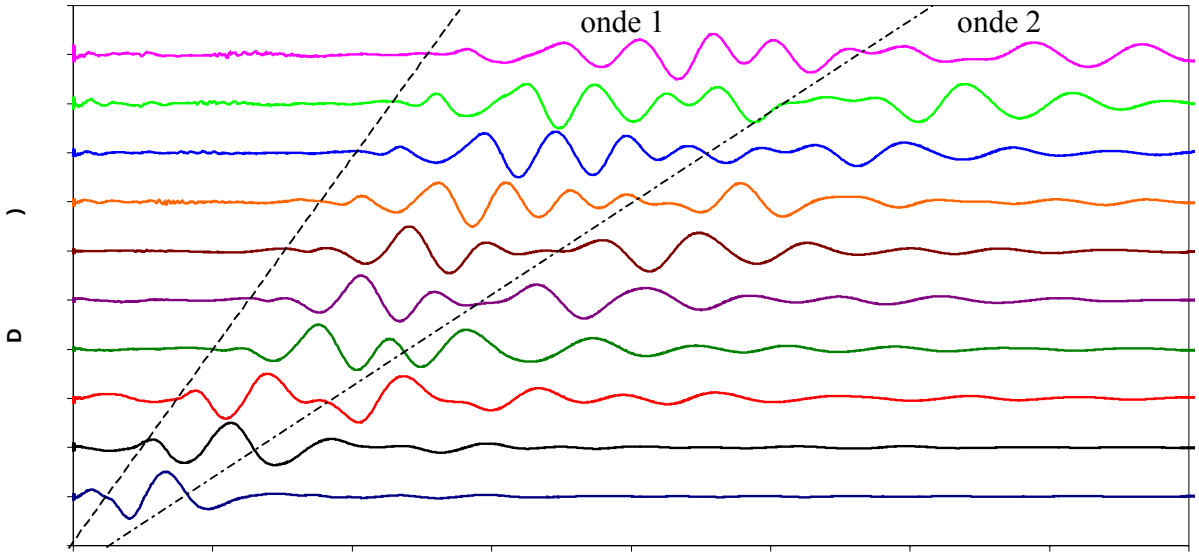
## I.2. ANALYSE DES VIBRATIONS - APPROCHE CONVENTIONNELLE

L'analyse a été effectuée pour différents enfoncements des palplanches. L'enfoncement Z=4,5m est choisi pour illustrer les résultats obtenus.

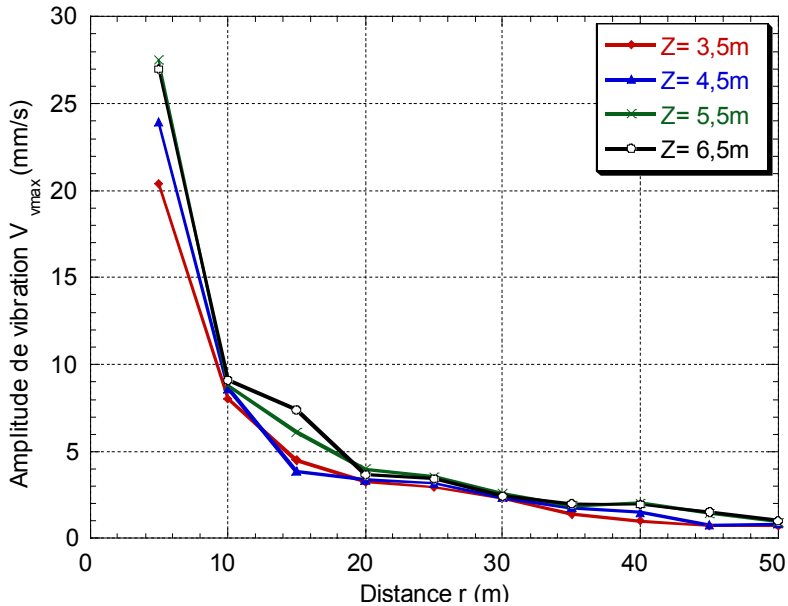
© 2005 Tous droits réservés.

## I.2.1. Composante verticale

La figure I.2 illustre le sismogramme des vibrations verticales enregistrées par le sismographe aux 10 points de mesure dans la direction de mesure 1. Comme pour le battage du pieu 1 (voir 2.5.1.1), on note des traces de deux ondes. La séparation entre ces deux ondes devient plus facile avec la distance à partir des palplanches. L'amplitude des vibrations diminue avec la distance des palplanches.




ent Z = 4,5m).




Figue I.3 : Influence de l'enfoncement des palplanches sur l'amplitude des vibrations verticales.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

## Influence de l'enfoncement des palplanches

Les courbes d'atténuation des mesures brutes présentées dans la figure I.3 ont été normalisées par rapport à la racine carrée de l'énergie de battage. Les résultats sont illustrés dans la figure I.4. On note que l'amplitude des vibrations normalisées varie peu avec l'enfoncement des palplanches surtout dans la seconde partie des courbes ($r > \lambda_R \approx 11$m).

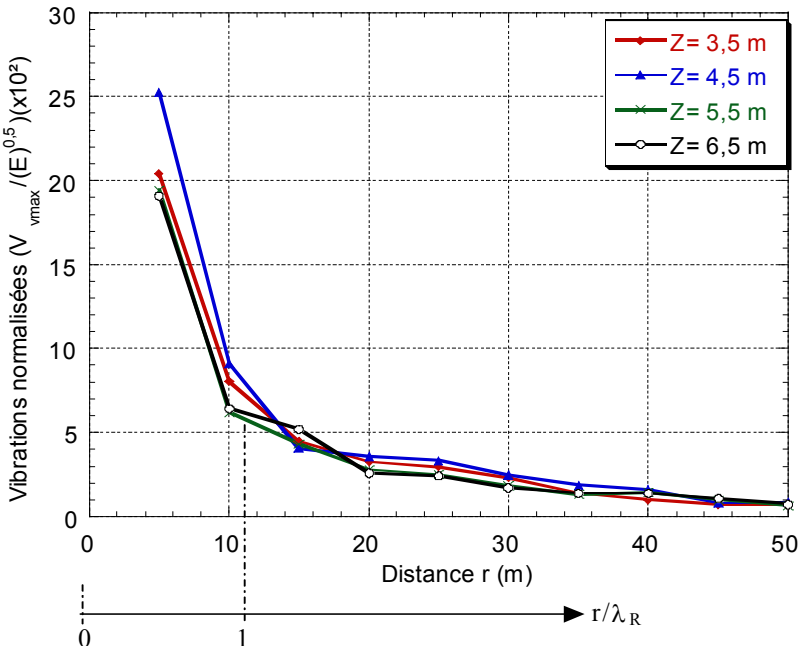



Figure I.4 : Influence de l'enfoncement des palplanches sur l'amplitude des vibrations verticales (mesures normalisées par rapport à la racine carré de l'énergie de battage).

## Étude du contenu fréquentiel

La figure I.5 présente les spectres des mesures verticales aux points situés à des distances r = 10, 25 et 40m. Les résultats obtenus ressemblent à ceux du cas de battage du pieu 1 (Fig.2.12).

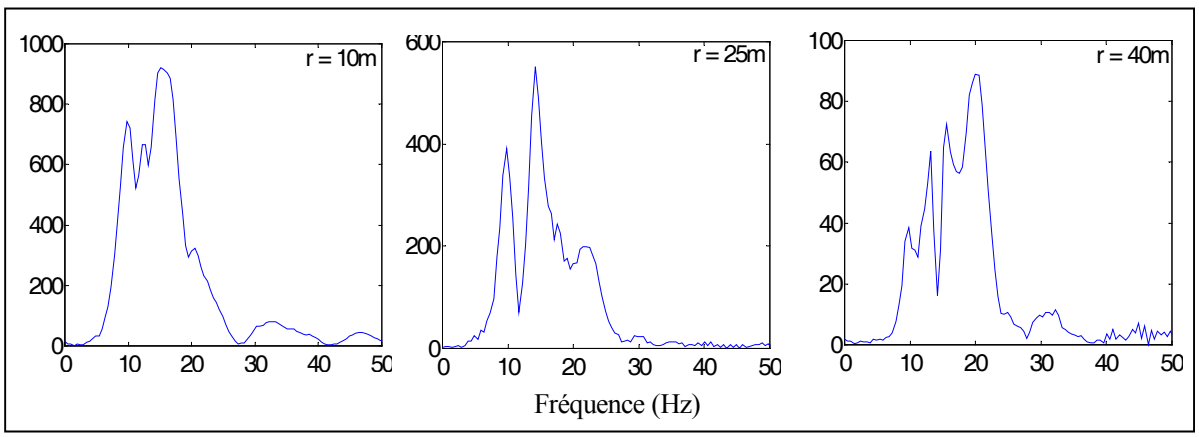



Figure I.5 : Spectres des vibrations verticales à différentes distances des palplanches (Z = 4,5m).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

## Étude de l'atténuation des vibrations

La figure I.6 présente la courbe d'atténuation des vibrations mesurées à la surface du sol La forme de la courbe est identique à celle notée en cas de battage du pieu 1 (Fig.2.13).

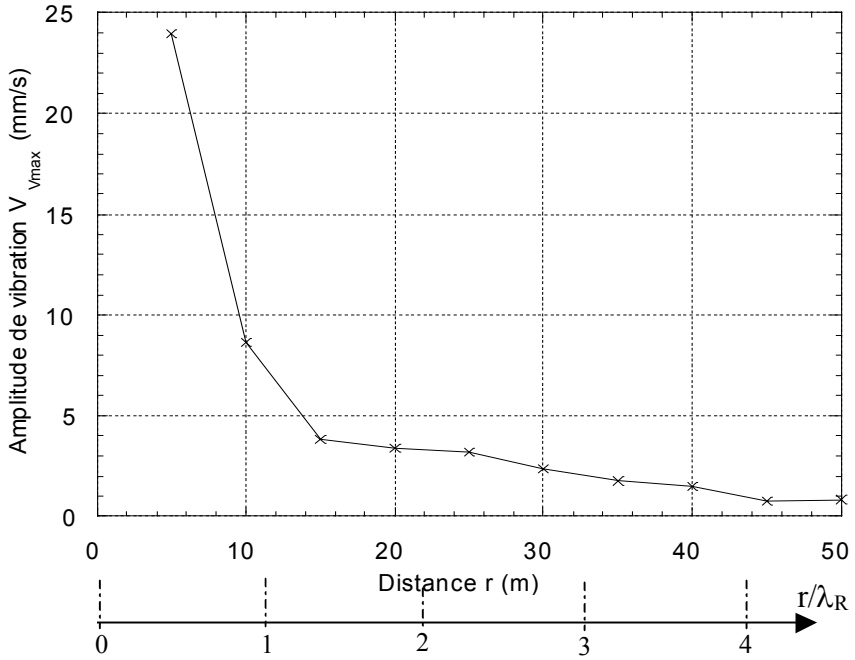



Figure I.6 : Atténuation des vibrations verticales (Z = 4,5 m).
($\lambda_R$ : longueur de l'onde de surface ≈ 11m).

La figure I.7 montre une comparaison entre la courbe d'atténuation expérimentale et celle obtenue par la relation d'Attewell & Farmer (Eq. 2.2) en prenant $W_0$ = 9000 joules (Fig. I.1). Comme pour le pieu 1, on note un accord quasiment parfait entre les amplitudes mesurées et prédites dans la seconde partie des courbes. Par contre on note une sous-estimation de l'ordre de 42% de l'amplitude des vibrations près du pieu (r = 5m).

Les résultats de calibration de la relation de Bornitz (Eq. 2.3) sur les mesures selon la première approche ($\alpha$ = 0) et la seconde approche (n = 0,5 et $r_a$ = 10m) sont présentés dans la figure I.8. On note :

- La calibration selon la première approche s'effectue avec une bonne précision (R = 0,98). La valeur du coefficient n obtenue est de l'ordre de 1,4. Cette valeur est différente de la valeur de n = 0,5 des ondes de surface. Elle indique plutôt des ondes de volume (n = 1 à 2) (Eqs. 1. 8 et Tab. 1.4).

- La seconde approche qui consiste à interpréter les mesures en terme de propagation des ondes de Rayleigh (n = 0,5) donne une valeur du coefficient $\alpha$ de l'ordre de 0,035 $m^{-1}$ avec moins de précision (R = 0,94), ceci confirme l'existence d'autres ondes que les ondes de surface dans les mesures.

- Les valeurs des coefficients d'amortissement n et $\alpha$ sont un peu plus élevées que celles obtenues en cas du pieu 1.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

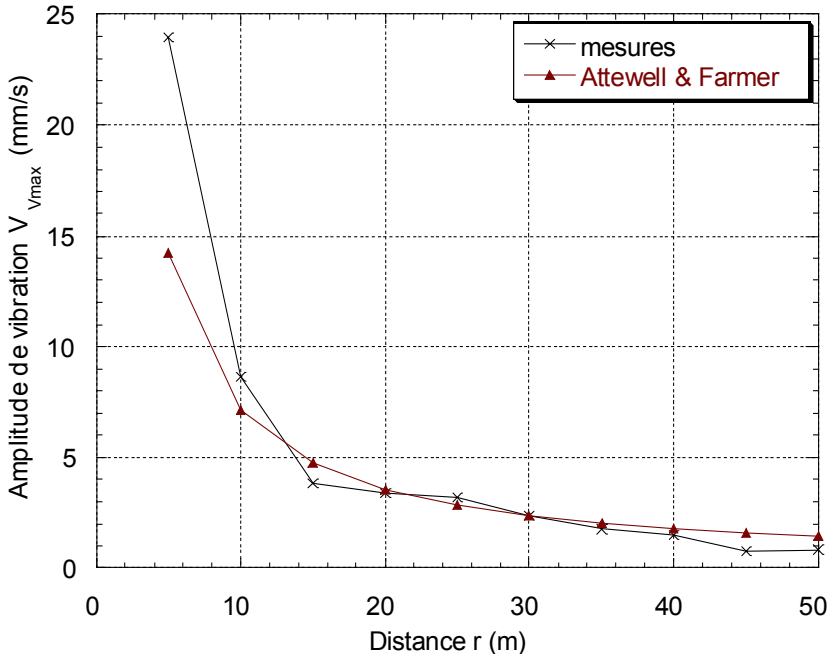



Figure I.7 : Calibration de la relation d'Attewell & Farmer sur les mesures des vibrations verticales (Z = 4,5m).

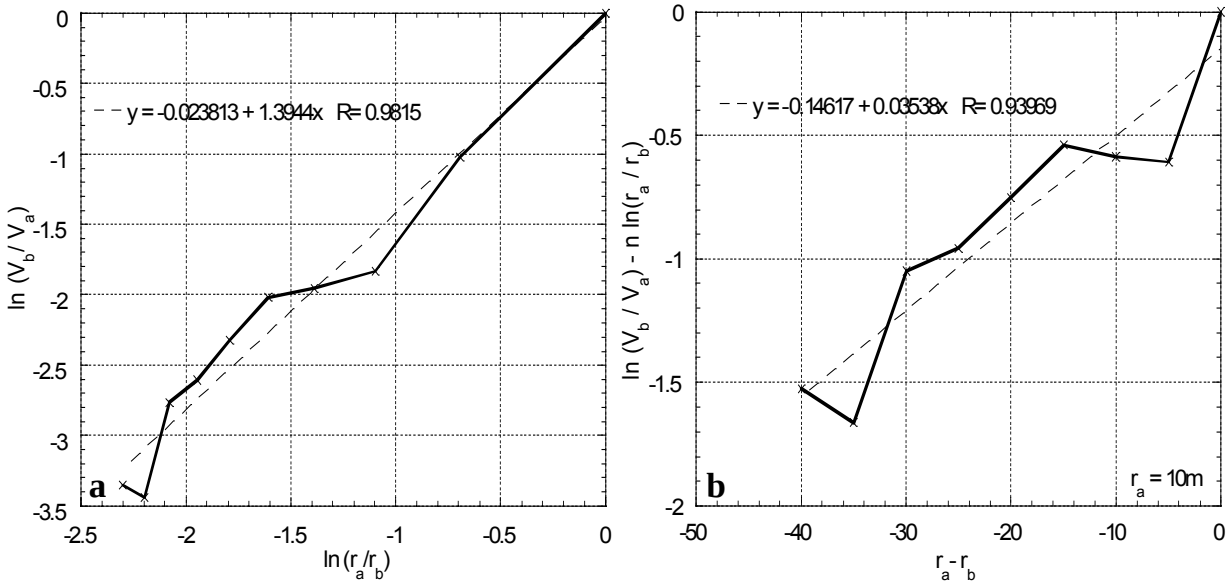



Figure I.8 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures de la composante verticale (Z = 4,5m) : a) calcul de n pour $\alpha = 0$ b) calcul de $\alpha$ pour n = 0,5 et $r_a$ = 10m.

La figure I.9 montre les résultats de comparaison entre la courbe d'atténuation expérimentale ainsi que les trois courbes calculées à partir de la relation de Bornitz avec $\alpha$=0,035 et n = 0,5 ; n = 1 et n = 2 et ceci pour deux enfoncements des palplanches Z = 4,5m et Z = 6,5m. Les résultats sont les mêmes que ceux obtenus en cas de battage du pieu 1 (Fig.2.17).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

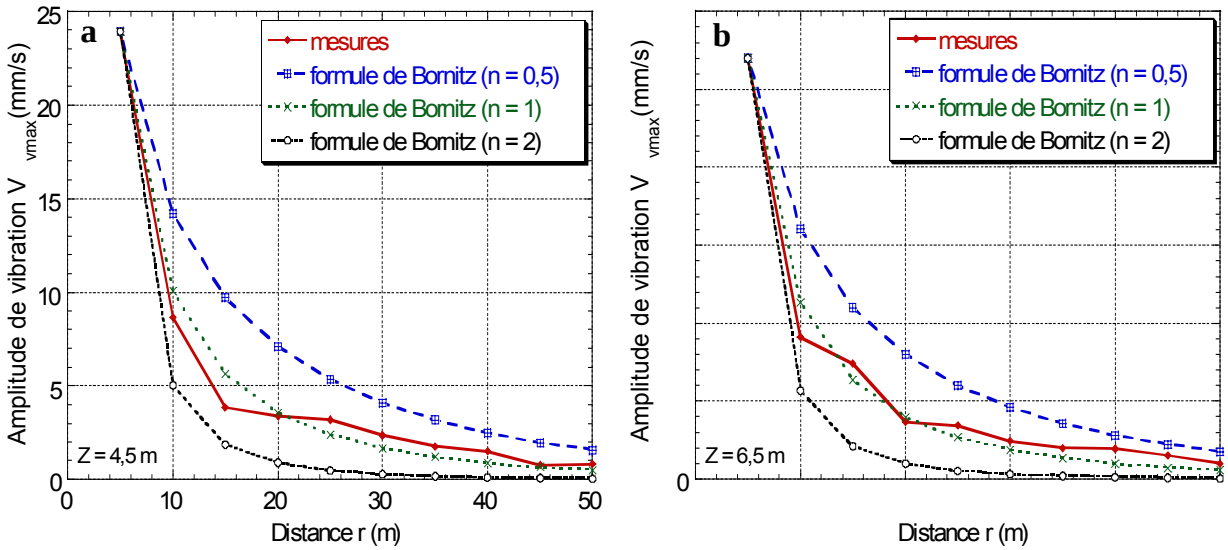



Figure I.9 : Calibration de la relation de bornitz sur les mesures des vibrations verticales en faisant varier le coefficient d'amortissement géométrique n ($\alpha$ = 0,035) : a) Z = 4,5m b) Z = 6,5m.

## I.2.2. Composantes longitudinale et transversale

Les sismogrammes des vibrations longitudinale $V_L$ et transversales $V_T$ enregistrés sont illustrés dans les figures I.10 et I.11, respectivement. On note que les sismogrammes comprennent des traces de deux ondes ; la séparation entre ces ondes est facile dans la zone lointaine des palplanches battues et l'amplitude des vibrations transversales est assez faible même à faible distance (r = 5m).

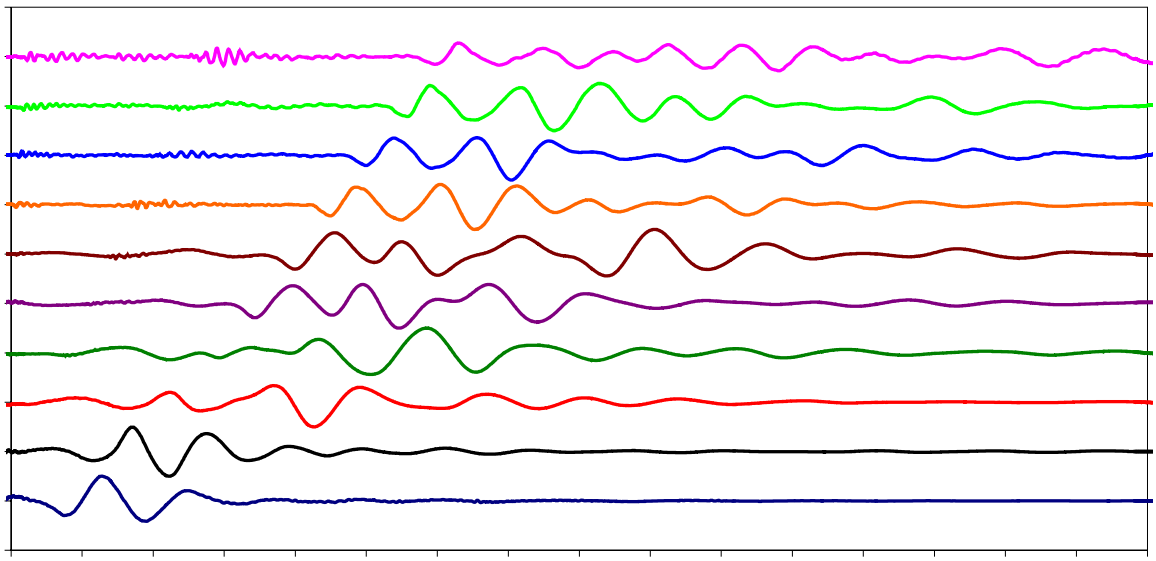


Figure I.10 : Enregistrements à la surface du sol des vibrations longitudinales (enfoncement Z = 4,5m).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

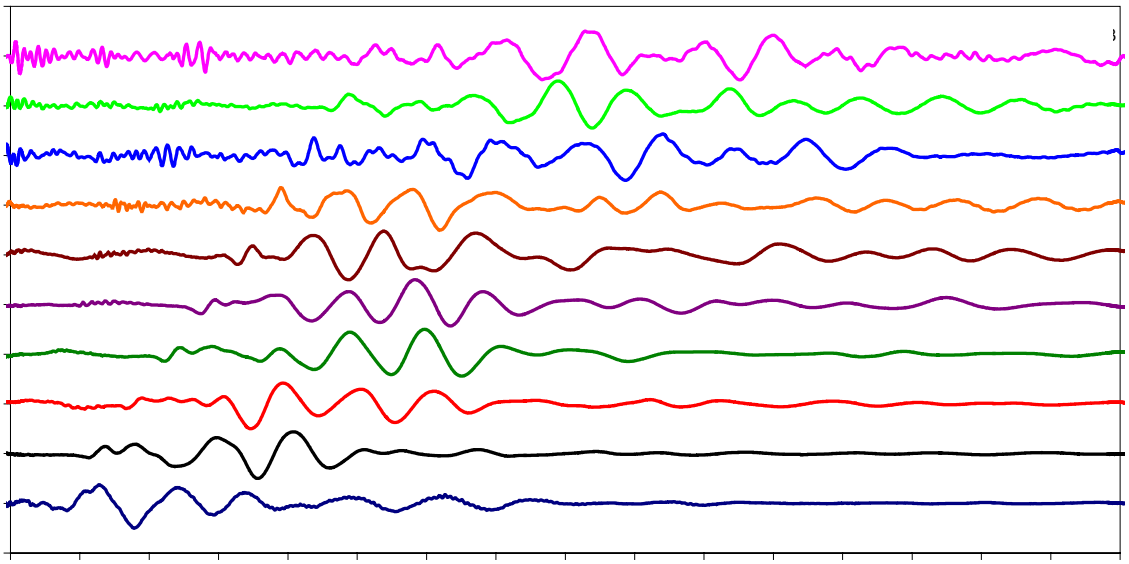


Figure I.11 : Enregistrements à la surface du sol des vibrations transversales (enfoncement Z = 4,5m).

## Influence de l'enfoncement des palplanches

La figure I.12 présente, pour quatre valeurs d'enfoncement des palplanches, les courbes d'atténuation de l'amplitude des vibrations longitudinales brutes (Fig. I.12a) et normalisées par rapport à la racine carrée de l'énergie de battage (Fig. I.12b). On note qu'il y a peu d'influence de l'enfoncement sur l'atténuation des vibrations normalisées dans la seconde partie des courbes ($r > \lambda_R$).

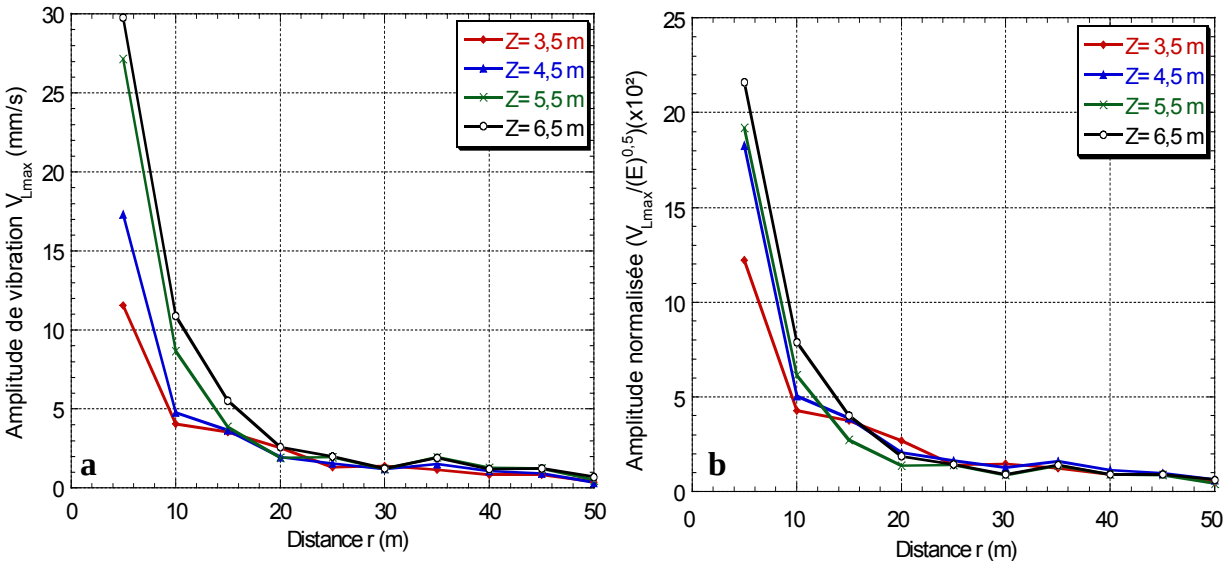



Figure I.12 : Influence de l'enfoncement des palplanches sur l'amplitude des vibrations longitudinale :
a) mesures brutes b) mesures normalisées.

© 2005 Tous droits réservés.

## Étude du contenu fréquentiel

La figure I.13 montre un exemple des spectres des mesures des deux composantes longitudinale $V_L$ et transversale $V_T$. Elle montre le spectre des vibrations longitudinales (Fig.I.13a) et transversales (Fig. I.13b) enregistrées à une distance r =25m des palplanches. Les résultats obtenus sont similaires à ceux des vibrations verticales (Fig. I.5).

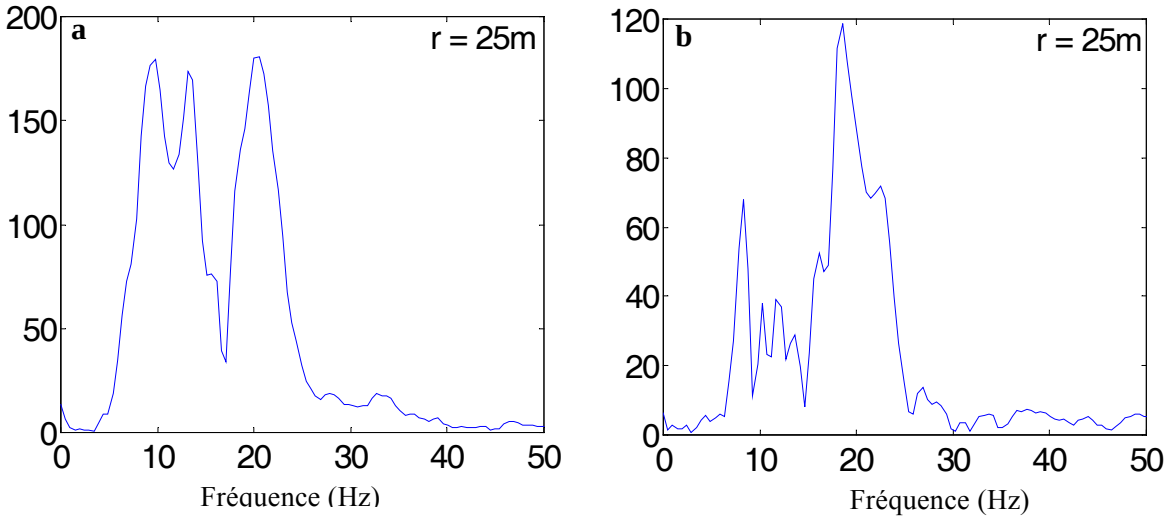



Figure I.13 : Spectres des mesures des vibrations à distance r = 25m (Z = 4,5m) :
a) composante longitudinale $V_L$ b) composante transversale $V_T$.

## Étude de l'atténuation des vibrations

La figure I.14 montre la courbe d'atténuation de l'amplitude des vibrations longitudinales mesurées à la surface du sol. Elle peut être divisée en deux parties de manière similaire à celle des vibrations verticales (Fig. I.6).

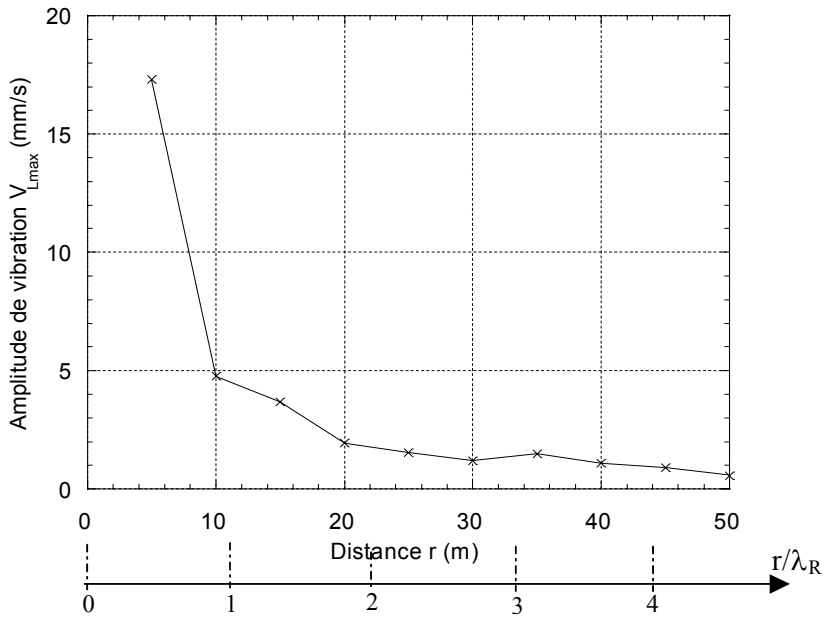



Figure I.14 : Atténuation des vibrations longitudinales mesurées pour un enfoncement Z = 4,5 m (la longueur de l'onde de surface $\lambda_R \approx 11$m).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

La figure I.15 montre le résultat de calibration de la relation d'Attewell & Farmer (Eq. 2.2) sur les mesures longitudinales $V_L$. Comme pour le pieu 1 (Fig.2.22), on constate une différence significative entre les mesures et le modèle.

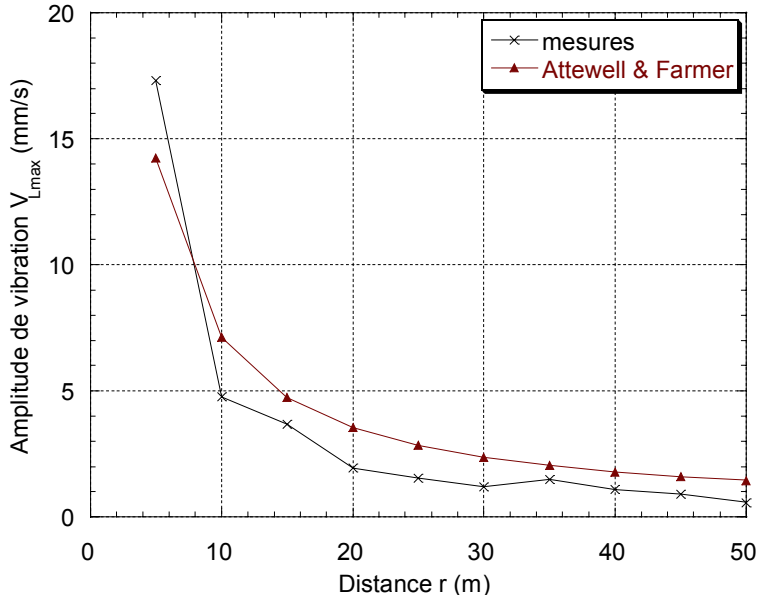



Figure I.15 : Calibration de la relation d'Attewell & Farmer sur les vibrations longitudinales (Z = 4,5m).

La figure I.16 montre les résultats de calibration de la relation de Bornitz selon les deux approches citées auparavant. Les valeurs des coefficients d'amortissement obtenues (n = 1,32 (avec R = 0,98) et $\alpha = 0{,}027 m^{-1}$ (avec R = 0,90)) sont, d'un côté, proches de celles obtenues pour la composante verticale, et d'autre côté, un peu plus élevées que celles obtenues en cas de battage du pieu 1 (Fig. 2.23).

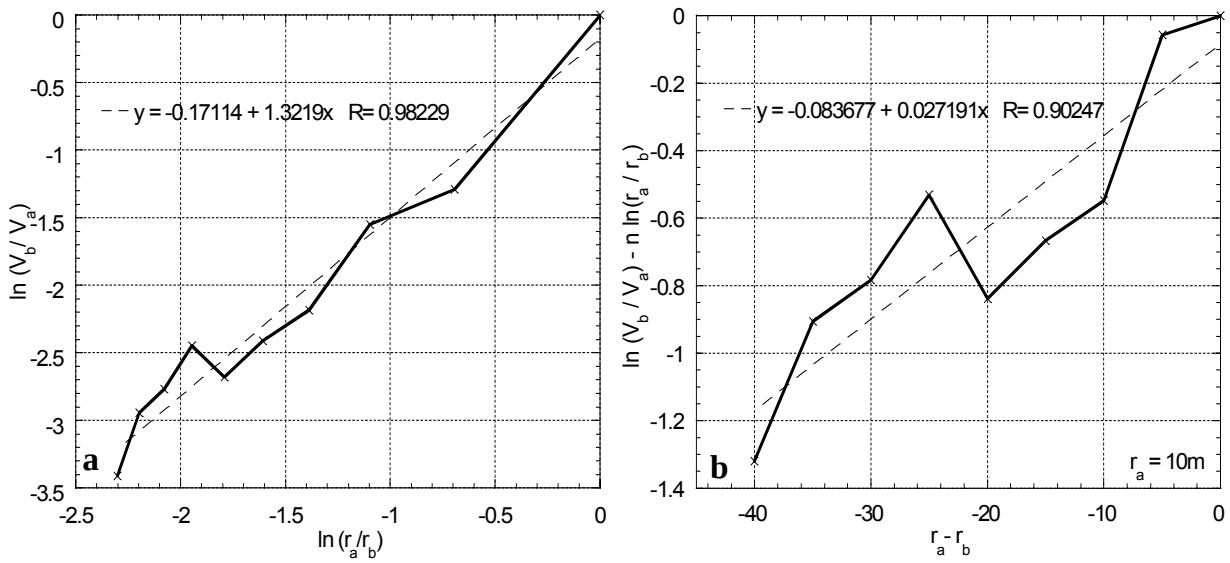



Figure I.16 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures longitudinales (Z = 4,5m) :
a) estimation de n pour $\alpha = 0$ b) estimation de $\alpha$ pour n = 0,5 et $r_a$ = 10m.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

La figure I.17 montre la courbe d'atténuation expérimentale de la composante longitudinale ainsi que les trois courbes calculées à partir de l'équation de Bornitz avec α = 0,03 et n = 0,5 ; n = 1 et n = 2, respectivement. Les résultats sont les mêmes que ceux obtenus en cas de battage du pieu 1 (Fig. 2.24).

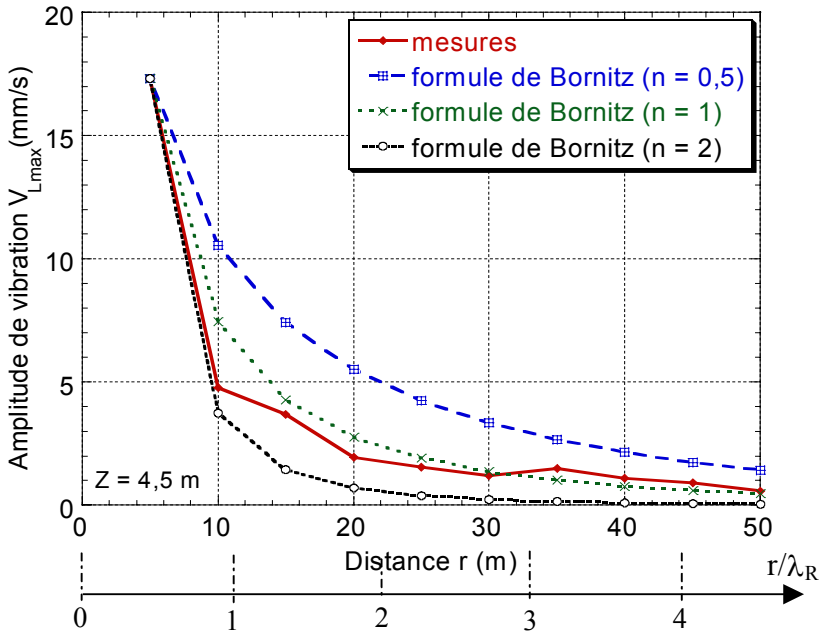



Figure I.17 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des vibrations longitudinales en faisant varier le coefficient d'amortissement géométrique n (α = 0,03).

## I.2.3. Analyse globale des mesures

La figure I.18 illustre les courbes d'atténuation des trois composantes ($V_V$, $V_L$ et $V_T$) et de leur résultant $V=\sqrt{V_V^2+V_L^2+V_T^2}$ . Les résultats qu'on peut déduire de cette figure sont similaires à ceux obtenus en cas de l'essai de battage du pieu 1 (voir 2.5.3, Fig. 2.25). La composante verticale est dominante et la contribution de la composante transversale est négligeable.

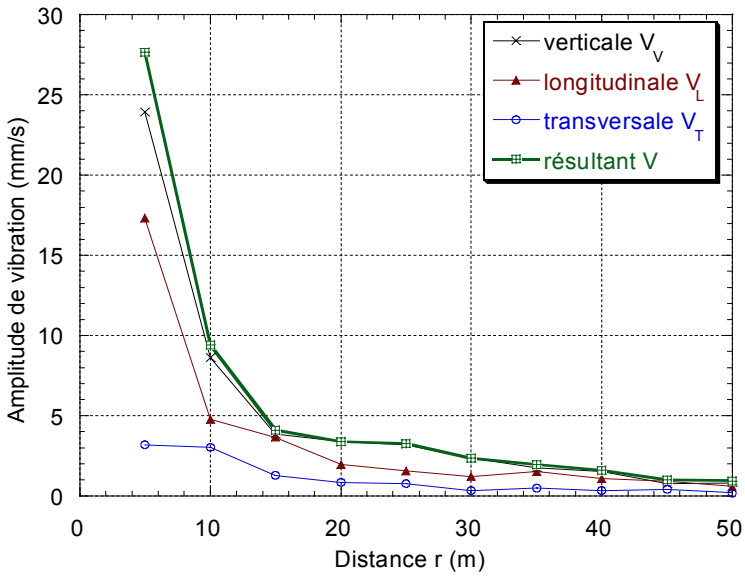



Figure I.18 : Courbes d'atténuation des trois composantes et du résultant des mesures (Z = 4,5m).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

## I.2.4. Influence de l'existence du rideau de palplanches

Pour étudier l'influence de l'existence du rideau de palplanches à une distance $R_r$ = 3,33m des palplanches (Fig. 2.4), nous comparons pour deux valeurs d'enfoncement (Z = 3,5 et Z=6,5m) les courbes d'atténuation des mesures dans les deux directions de mesure 1 et 2. Les résultats sont donnés dans la figure I.19. Les résultats obtenus sont semblables à ceux obtenus pour le pieu 1 (Fig. 2.63).

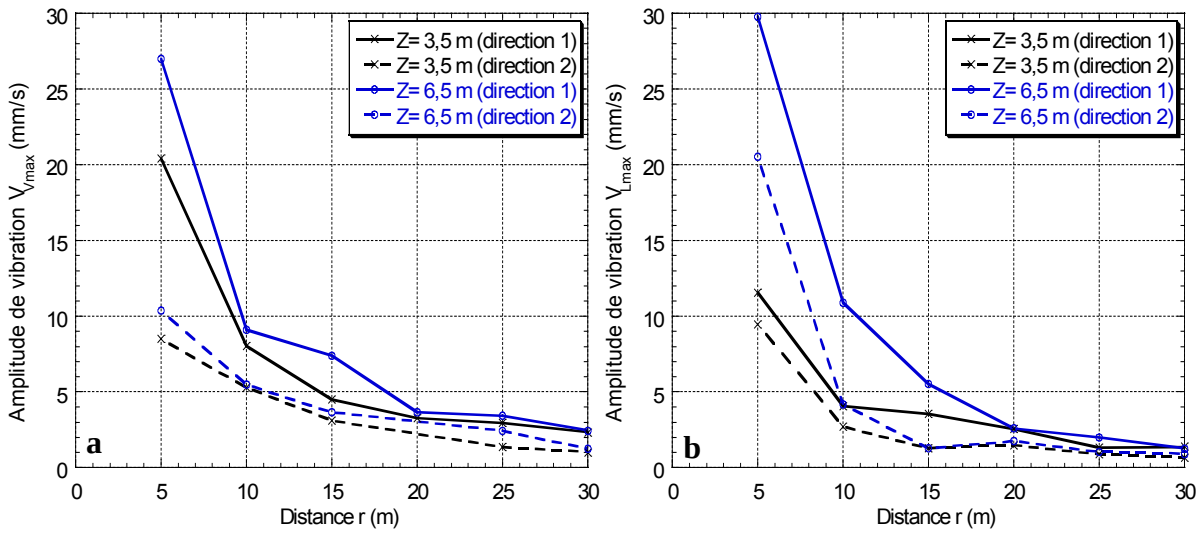



Figure I.19 : Influence de l'existence du rideau de palplanches sur les vibrations induites :
a) Composante verticale $V_V$ b) Composante longitudinale $V_L$.

## I.3. ANALYSE DES VIBRATIONS - APPROCHE AVANCÉE

Nous avons utilisé la méthode Slant Stack pour analyser les mesures des deux composantes verticale $V_V$ et longitudinale $V_L$ de manière analogue à celle adoptée pour analyser les mesures effectuées lors de l'essai de battage du pieu 1 (voir 2.6). On a noté une correspondance quasiment parfaite entre les résultats obtenus pour les deux essais. À titre d'exemple, la figure I.20 présente pour trois valeurs d'enfoncement des palplanches 1 (Z=3m, Z = 5m et Z = 6,5m) les caractéristiques de dispersion obtenues à l'aide de la méthode Slant Stack des mesures de la composante verticale de vibration $V_V$. Ces résultats sont similaires à ceux obtenus en cas de battage du pieu 1 (Fig. 2.29).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

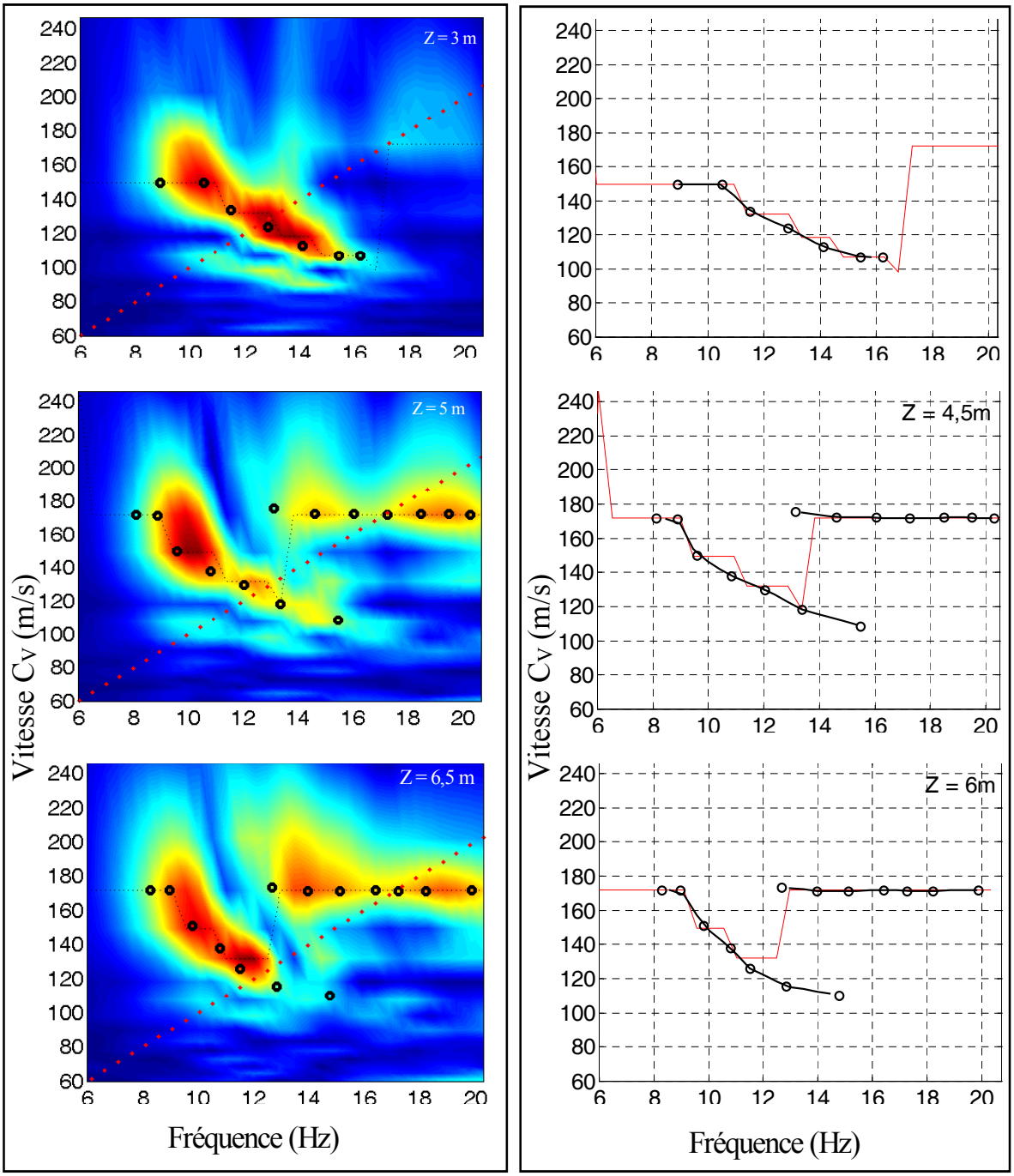



Figure I.20 : Analyse par la méthode Slant Stack : Caractéristiques de dispersion ($C_V$ – f) des mesures in situ de la composante verticale de vibration.

© 2005 Tous droits réservés.

# ANNEXE II :
# ANALYSE PAR SLANT STACK DES SIMULATIONS NUMÉRIQUES DE LA COMPOSANTE VERTICALE DE VIBRATION

## II.1. ANALYSE PAR SLANT STACK DES RÉSULTATS NUMÉRIQUES

La modélisation est effectuée à l'aide du code de calcul par éléments finis ABAQUS. La configuration du sol est celle présentée dans la figure 3.2. Le modèle numérique est présenté dans le troisième chapitre (voir 3.3).

Nous avons effectué la modélisation de l'essai de battage du pieu 1 à Merville pour plusieurs enfoncements du pieu. Pour chaque enfoncement, nous avons calculé les vibrations verticales $V_V$ et horizontales $V_L$. Dans cette section, nous présentons les résultats de l'analyse SL des simulations numériques de la composante verticale $V_V$ à 25 points de calcul placés à la surface du sol avec espacement de 2m.

Comme en cas des mesures in situ, l'analyse par Slant Stack des signaux numériques sera effectuée pour les mêmes valeurs d'enfoncement du pieu (Z = 3 ; 5; 6,5 et 9m). La figure II.1 illustre les caractéristiques de dispersion obtenues.

En cas de battage à faible profondeur (cas de Z = 3m), on constate l'existence d'un seul mode dispersif (Fig. II.2a). Avec l'augmentation de l'enfoncement du pieu (cas de Z = 5m, Z = 6,5m et Z = 9m), on constate l'apparition d'un second mode dont la dispersion est nettement moins importante que celle du premier (mode non dispersif pratiquement) (Fig.II.2b).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

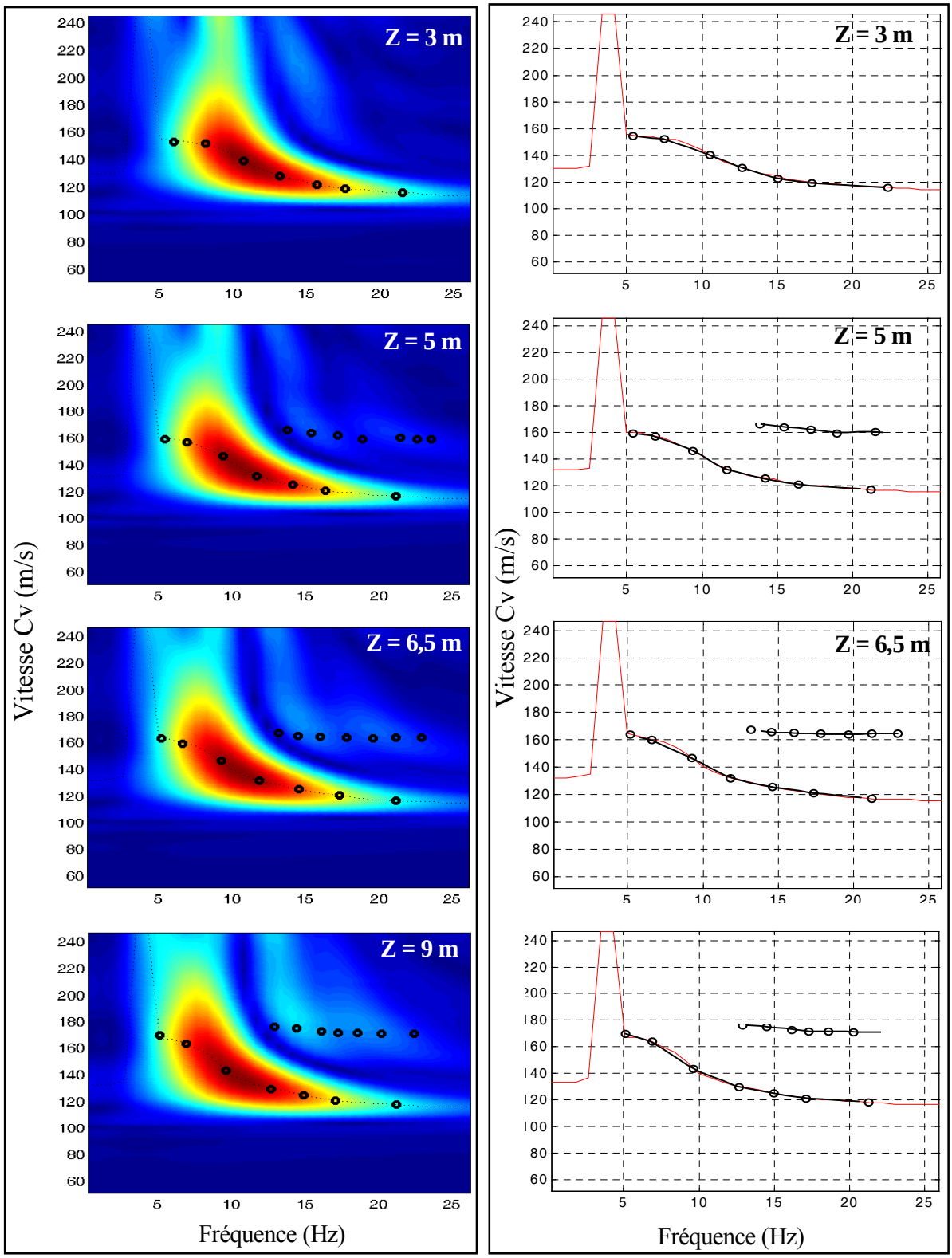



Figure II.1 : Analyse par la méthode Slant Stack: Caractéristiques de dispersion des signaux temporels de la composante verticale de vibration (simulations numériques).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

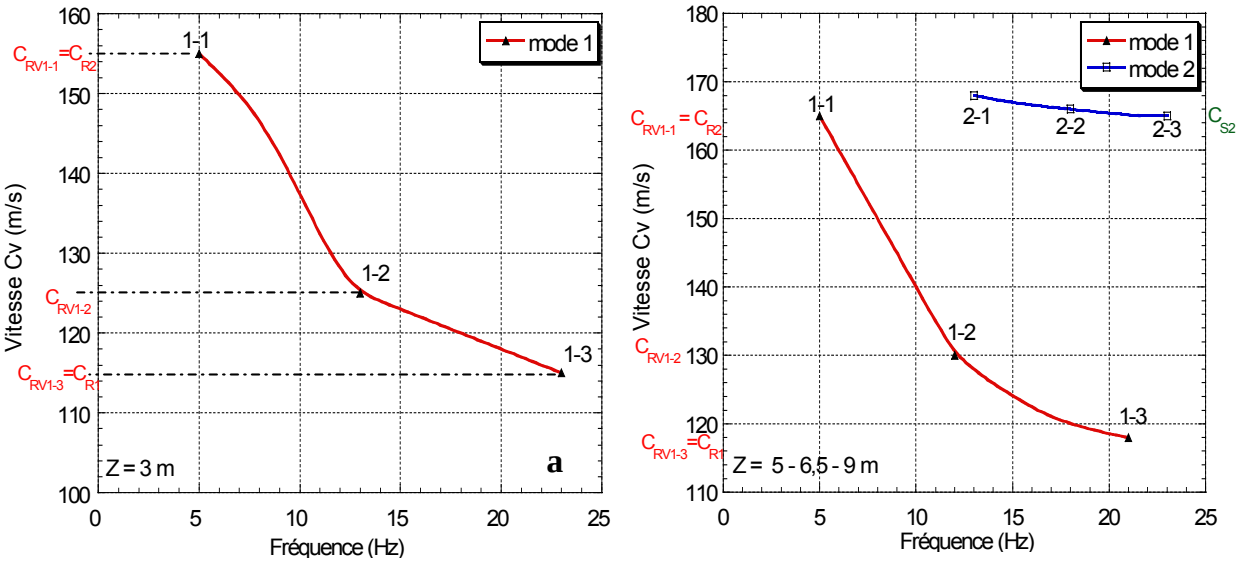



Figure II.2 : Caractéristiques de dispersion obtenues par l'analyse à l'aide de la méthode Slant Stack des simulations numériques à la surface du sol de la composante verticale de vibration en cas de: a) battage à faible profondeur (Z = 3m) b) battage à plus grande profondeur (Z = 5 à 9m)

En caractérisant la courbe de dispersion de chaque mode par trois points définis comme auparavant (voir 2.6.2.1), les résultats sont récapitulés dans le tableau II.1.

| **Analyse par Slant Stack des signaux numériques de la composante verticale de vibration** | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Enfoncement du pieu Z (m) | Mode 1 | | | | | | Mode2 | | | | | |
| | Point 1-1 | | Point 1-2 | | Point 1-3 | | Point 2-1 | | Point 2-2 | | Point 2-3 | |
| | f (Hz) | Cv=$\mathbf{C_{R2}}$ (m/s) | f (Hz) | Cv (m/s) | f (Hz) | Cv (m/s) | f (Hz) | Cv (m/s) | f (Hz) | Cv (m/s) | f (Hz) | Cv=$\mathbf{C_{SV2}}$ (m/s) |
| 3 | 5 | 155 | 13 | 125 | 23 | 115 | | | | | | |
| 5 | 5 | **160** | 12 | 130 | 21 | 118 | 13 | 165 | 18 | 160 | 25 | **160** |
| 6,5 | 5 | **162** | 12 | 130 | 21 | 118 | 13 | 165 | 18 | 162 | 25 | **162** |
| 9 | 5 | **168** | 12 | 130 | 21 | 120 | 13 | 175 | 18 | 172 | 24 | **170** |

Tableau II.1 : Résultats d'analyse par la méthode Slant Stack des signaux temporels de la composante verticale de vibration (simulations numériques).

Ces résultats confirment que la vitesse du mode 2 ($C_{S2}$) est très proche de la vitesse du mode 1 au point 1-1 ($C_{R2}$) (Eq. 2.12).

La figure II.3 présente les courbes de variation de la vitesse $C_V$ en fonction de l'enfoncement du pieu battu pour chacun des six points caractérisant les deux modes de vibration. Les résultats numériques sont en bon accord avec les résultats expérimentaux (Fig. 2.38).



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

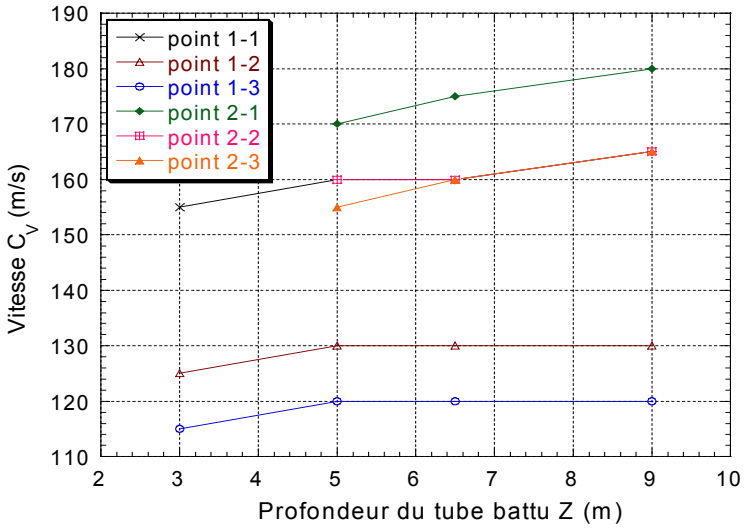



Figure II.3 Courbes de variation de la vitesse de propagation $C_V$ en fonction de l'enfoncement du pieu battu aux points caractérisant les courbes de dispersion des modes obtenus par Slant Stack des simulations numériques (valeurs déterminées à partir du tableau II.1).

## II.2. COMPARAISON DES RÉSULTATS MESURES - SIMULATIONS

Le tableau II.2 présente les résultats de l'analyse par la méthode Slant Stack des signaux temporels mesurés et simulés. Pour chaque mode i, on donne les valeurs de la vitesse de propagation $C_V$ aux deux points extrêmes i-1 et i-3 de la courbe de dispersion et les valeurs de la fréquence f et la vitesse $C_V$ au point intermédiaire i-2 de cette courbe.

| Z (m) | Mode 1 | | | | | | | | Mode 2 | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Point 1-1 | | Point 1-2 | | | | Point 1-3 | | Point 2-1 | | Point 2-2 | | | | Point 2-3 | |
| | $C_{1-1}=(C_{R2})$ (m/s) | | $C_{1-2}$ (m/s) | | $f_{1-2}$ (Hz) | | $C_{1-3}=(C_{R1})$ (m/s) | | $C_{2-1}$ (m/s) | | $C_{2-2}$ (m/s) | | $f_{2-2}$ (Hz) | | $C_{2-3}=(C_{S2})$ (m/s) | |
| | M | S | M | S | M | S | M | S | M | S | M | S | M | S | M | S |
| 3 | 155 | 155 | 120 | 125 | 13 | 13 | 110 | 115 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 5 | 175 | 160 | 130 | 130 | 12 | 12 | 110 | 118 | 180 | 165 | 180 | 160 | 18 | 18 | 180 | 160 |
| 6,5 | 175 | 162 | 135 | 130 | 12 | 12 | 110 | 118 | 180 | 165 | 180 | 162 | 18 | 18 | 180 | 162 |
| 9 | 175 | 170 | 130 | 130 | 12 | 12 | 110 | 120 | 180 | 175 | 180 | 172 | 18 | 18 | 180 | 170 |

Tableau II.2 Comparaison des résultats d'analyse par la méthode Slant Stack des signaux temporels mesurés et simulés (M : mesures in situ S : simulation numérique)

Ce tableau montre un bon accord qualitatif et quantitatif entre les résultats dans les deux cas. D'un point de vue qualitatif, cet accord se manifeste par la ressemblance des modes observés dans les mesures et les simulations (forme de courbe de dispersion, nombre et type de modes et apparition et variation de modes avec l'enfoncement). Les conclusions obtenues par l'analyse des mesures in situ sont confirmées par l'analyse des résultats numériques. D'un point de vue quantitatif, l'accord entre les mesures et les simulations se manifeste par des valeurs proches de $C_V$ et f dans les deux cas. A titre d'exemple, pour le premier mode (onde 2) obtenu avec bonne corrélation, on constate une petite différence (<10%) entre les valeurs de $C_{R2}$ et $C_{R1}$ aux points extrêmes 1-1 et 1-3 ; tandis que, cette différence de vitesse diminue à 4% au point intermédiaire 1-2 avec la même fréquence dominante dans les deux cas.



© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl

# *RÉSUMÉ*

Le présent travail comporte une étude expérimentale et numérique des vibrations induites dans le sol par le battage et le vibrofonçage de pieux.

Il comporte quatre parties :

La première partie présente une analyse bibliographique des vibrations induites dans le sol par le battage de pieux. Elle expose la technologie de battage, la génération et la transmission des différentes ondes, les impacts des vibrations sur l'environnement et les dispositifs d'isolation vibratoire.

La seconde partie présente une analyse des mesures effectuées lors de la réalisation d'essais de battage de pieux et palplanches à Merville. Cette analyse est effectuée selon deux approches : *conventionnelle* "basée sur l'analyse des signaux totaux enregistrés" et *avancée* "basée sur la séparation à l'aide de la méthode *Slant Stack* des ondes observées sur les signaux et l'analyse de chaque onde séparément". Elle permet d'analyser la forme des vibrations et leur contenu fréquentiel, les types et les caractéristiques de dispersion des ondes induites, l'influence de l'enfoncement du pieu, l'efficacité d'isolation vibratoire par un rideau de palplanches.

La troisième partie est consacrée à une modélisation par de la méthode des éléments finis des vibrations induites par le battage de pieux. Le modèle numérique est validé sur des mesures in situ. Ensuite, il est utilisé pour réaliser une étude paramétrique du battage dans des sols homogènes et complexes. Les paramètres étudiés comprennent les propriétés mécaniques et l'hétérogénéité du sol, l'enfoncement du pieu, l'isolation des vibrations par tranchées et l'impact du battage sur une structure avoisinante.

La quatrième partie traite les vibrations induites par le vibrofonçage de pieux. La méthodologie adoptée est similaire à celle du battage : synthèse bibliographique, mesures in situ et modélisation numérique à l'aide de la méthode des éléments finis.

**Mots clés :** Battage, vibrofonçage, pieux, ondes de vibration, atténuation, in situ, éléments finis, éléments infinis, méthode Slant Stack, isolation, structure.

© 2005 Tous droits réservés. http://www.univ-lille1.fr/bustl