



**HAL**  
open science

# Modélisation physique et numérique des interactions sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses

Xiangwei Zhang

► **To cite this version:**

Xiangwei Zhang. Modélisation physique et numérique des interactions sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses. Autre. Université de Grenoble, 2011. Français. NNT : 2011GRENI084 . tel-00767071

**HAL Id: tel-00767071**

**<https://theses.hal.science/tel-00767071>**

Submitted on 19 Dec 2012

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

## THÈSE

Pour obtenir le grade de

## DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **Matériaux, Mécanique, Génie civil, Electrochimie**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

**Xiangwei ZHANG**

Thèse dirigée par **Pierre FORAY** et  
codirigée par **Philippe GOTTELAND**

préparée au sein du **Laboratoire 3S-R**  
dans l'**École Doctorale I-MEP2**

# Modélisation physique et numérique des interactions sol- structure sous sollicitations dynamiques transverses

Thèse soutenue publiquement le **28 octobre 2011**,  
devant le jury composé de :

**M, Richard, KASTNER**

Professeur émérite à l'INSA de Lyon, Président

**M. Daniel LEVACHER**

Professeur à l'Université de Caen, Rapporteur

**M. Luc THOREL**

Directeur de recherche à l'IFSTTAR Nantes, Rapporteur

**M. Serge LAMBERT**

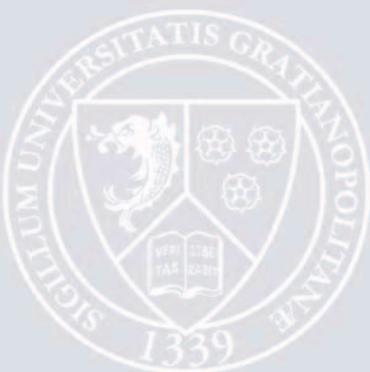
Directeur technique de Keller Fondations Spéciales, Examineur

**M. Pierre FORAY**

Professeur émérite à Grenoble INP, Directeur de thèse

**M. Philippe GOTTELAND**

Maître de conférences à l'UJF, Direction FNTP, Co-directeur de thèse





Les travaux effectués dans le cadre de cette thèse portent sur la modélisation physique et numérique du comportement des fondations superficielles sous sollicitations transverses dynamiques.

Deux nouveaux modèles physiques sont développés.

Le premier, en chambre d'étalonnage permet de réaliser des expériences sur modèle réduit d'une fondation superficielle encastrée dans un sable sec en respectant les conditions de confinement réelles. Des adaptations prototypes sont spécialement conçues pour permettre un chargement horizontal rapide, le couplage chargement vertical-horizontal, ainsi qu'un libre mouvement de la fondation. L'influence des différents paramètres (densité du sable, amplitude du déplacement horizontal et de la charge verticale, pressurisation du massif) est mise en évidence sur le comportement de la fondation.

Le second porte sur l'interaction sol renforcé-fondation superficielle dans une " VisuCuve " de visualisation latérale du comportement. Il est mené sur une argile molle renforcée soit par un système de Colonnes à Module Mixte (CMM) soit par un système d'Inclusions Rigides et matelas granulaire (IR). Ces modèles physiques en 2D sont soumis à des chargements horizontaux cycliques en quasi-statique et en dynamique pour l'étude de l'effet inertiel. L'efficacité comparée des systèmes en termes de dissipation d'énergie est présentée.

Une modélisation numérique des systèmes CMM et IR correspondant à la configuration expérimentale et en vraie grandeur est développée à l'aide du logiciel FLAC3D. Les résultats numériques nous permettent de confirmer partiellement des tendances constatées lors des expériences. Les calculs des ouvrages en vraie grandeur permettent d'étudier plus précisément la dissipation d'énergie par le calcul des coefficients d'amortissement dans les différents systèmes. L'effet inertiel et l'effet de la hauteur de la partie supérieure en gravier sont également démontrés par les efforts internes calculés dans les inclusions.

**Mots clés :** Interaction Sol-Structure, modélisation physique, modélisation numérique, fondation superficielle, chargements transverses dynamiques, Inclusions Rigides, Colonnes à Module Mixte, rigidité horizontale, rigidité en rotation, dissipation d'énergie, effet inertiel.



The main issues of this work concern the physical and numerical modeling of the response of a shallow foundation under dynamic horizontal loadings.

Two novative physical modeling were performed.

The first one uses a calibration chamber to carry out tests on a model of shallow foundation embedded in a dry sand, simulating the field confining conditions. A new experimental setup is built up in order to allow the foundation movement under the coupling of vertical and dynamic horizontal loading. The effect of the different parameters on the foundation behavior (sand density, horizontal and vertical loading amplitude, pressure on the sand bulk) is presented.

The second one concerns the interaction between a shallow foundation and a reinforced soil, consisting in soft clay reinforced either by a Mixed Module Columns (MMC) system or a Rigid Inclusions (RI) system. The 2D physical models subjected to quasi-static and dynamic horizontal cyclic loadings are set up in the "VisuCuve" of the laboratory to study the inertial effect by lateral visualization of the behavior. The energy dissipation efficiency between the MMC system and the RI system is compared.

The numerical modeling of the experiments and the full scale MMC and RI systems are performed with FLAC3D. In spite of some differences, the 2D numerical results show generally the same tendencies with the experimental ones. The damping ratios calculated in the full scale modeling lead to the more accurate energy dissipation analyses. The inertial effect and the influence of the upper gravel part height are also displayed in terms of the internal forces.

**Key words :** Soil-Structure Interaction, physical modeling, numerical modeling, shallow foundation, dynamic horizontal loadings, Rigid Inclusions, Mixed Module Columns, horizontal stiffness, rotational stiffness, energy dissipation, inertial effect.



<b>Résumé</b>	<b>i</b>
<b>Abstract</b>	<b>iii</b>
<b>Table des matières</b>	<b>viii</b>
<b>Table des figures</b>	<b>xiv</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>xv</b>
<b>Chapitre 1 Introduction générale</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre 2 Étude bibliographique</b>	<b>5</b>
2.1 Introduction à l'interaction sol-structure . . . . .	5
2.2 Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure . . . . .	6
2.2.1 Méthodes directes . . . . .	7
2.2.2 Méthodes de sous-structures . . . . .	7
2.2.3 Méthodes hybrides . . . . .	8
2.3 Etude expérimentale sur l'interaction sol-fondation superficielle . . . . .	11
2.3.1 Essais à l'échelle réelle . . . . .	11
2.3.1.1 Essais à grande échelle sous chargement cyclique quasi-statique . .	11
2.3.1.2 Essais sur site sous chargement dynamique . . . . .	14
2.3.2 Essais sous chargement dynamique sur table vibrante . . . . .	17
2.3.2.1 Essais Camus IV . . . . .	18
2.3.2.2 Essais du PWRI (Public Works Research Institute) au Japon . . .	19
2.3.3 Essais en centrifugeuse à l'Université de Californie à Davis . . . . .	21
2.3.4 Conclusions . . . . .	24
2.4 Renforcement des sols par Colonnes à Module Mixte (CMM) . . . . .	25
2.4.1 Colonnes ballastées (CB) . . . . .	25

2.4.2	Inclusions rigides (IR) . . . . .	25
2.4.3	Colonnes à Module Mixte . . . . .	27
2.4.3.1	Généralités . . . . .	27
2.4.3.2	Mode de mise en œuvre . . . . .	28
2.4.3.3	Dimensionnement des CMM . . . . .	29
2.4.4	Comportement sismique des inclusions rigides . . . . .	30
2.5	Conclusion . . . . .	34
<b>Chapitre 3 Modélisation physique de l'interaction dynamique sol-fondation superficielle</b>		<b>37</b>
3.1	Conditions de similitude en géotechnique . . . . .	37
3.1.1	Principes de similitude . . . . .	37
3.1.2	Méthode des équations de départ . . . . .	38
3.1.3	Analyse dimensionnelle . . . . .	39
3.1.4	Application aux modèles réduits en géotechnique . . . . .	39
3.1.5	Conclusions . . . . .	40
3.2	Méthodologie expérimentale . . . . .	41
3.2.1	Présentation du modèle physique . . . . .	42
3.2.2	Dispositif expérimental . . . . .	42
3.2.2.1	Réalisation du modèle expérimental . . . . .	42
3.2.2.2	Chambre d'étalonnage et système de mise en pression . . . . .	43
3.2.2.3	Système de chargement horizontal . . . . .	46
3.2.2.4	Modèle de la fondation superficielle . . . . .	49
3.2.2.5	Modélisation des massifs de sol . . . . .	50
3.2.2.5.1	Matériau utilisé : un sable . . . . .	50
3.2.2.5.2	Dispositif de pluviation . . . . .	51
3.2.2.6	Instrumentation . . . . .	52
3.2.2.7	Système d'acquisition de données . . . . .	54
3.2.3	Procédure d'essais . . . . .	55
3.2.4	Programme expérimental . . . . .	57
3.3	Analyse des résultats . . . . .	57
3.3.1	Résultats bruts lors d'un essai . . . . .	58
3.3.2	Méthode du calcul des déplacements horizontaux et verticaux sur la base de la fondation . . . . .	62
3.3.3	Rigidité horizontale . . . . .	63
3.3.4	Rigidité en rotation . . . . .	72
3.3.5	Tassement . . . . .	81
3.4	Conclusions . . . . .	83

**Chapitre 4 Modélisation physique de Colonnes à Modules Mixtes (CMM) 91**

4.1	Méthodologie expérimentale . . . . .	91
4.1.1	Présentation des modèles physiques . . . . .	91
4.1.2	Dispositif expérimental . . . . .	93
4.1.2.1	Réalisation des modèles expérimentaux . . . . .	93
4.1.2.2	La VisuCuve . . . . .	94
4.1.2.3	Les modèles de fondation et leur système de support . . . . .	95
4.1.2.4	Système de chargement horizontal . . . . .	96
4.1.2.5	Modélisation du massif de sol . . . . .	98
4.1.2.6	Modélisation des CMM et des IR . . . . .	99
4.1.2.7	Instrumentation et système d'acquisition de données . . . . .	100
4.1.3	Procédure d'essais . . . . .	100
4.1.4	Programme expérimental . . . . .	102
4.2	Analyse des résultats . . . . .	102
4.2.1	Visualisation du comportement des CMM et des IR . . . . .	102
4.2.2	Tassement de la semelle . . . . .	103
4.2.3	Rigidité horizontale . . . . .	104
4.3	Conclusions . . . . .	108

**Chapitre 5 Modélisation numérique des CMM et IR du modèle réduit 111**

5.1	Modélisation numérique . . . . .	111
5.1.1	Méthode des différences finies explicite . . . . .	111
5.1.2	Analyse lagrangienne . . . . .	112
5.1.3	Equations de mouvement, calcul en statique . . . . .	112
5.1.4	Calcul en dynamique . . . . .	113
5.2	Présentation des modèles numériques . . . . .	113
5.2.1	Configuration et dimensions des CMM et IR . . . . .	113
5.2.2	Représentation numérique . . . . .	114
5.2.2.1	Les maillages . . . . .	114
5.2.2.2	Les interfaces . . . . .	116
5.2.2.3	Lois de comportement . . . . .	117
5.2.2.4	Eléments " pieu " . . . . .	118
5.2.2.5	Amortissement . . . . .	119
5.2.3	Déroulement des simulations . . . . .	119
5.3	Confrontation des résultats numériques à ceux des expériences dans la VisuCuve . . . . .	122
5.3.1	Tassement . . . . .	122
5.3.2	Rigidité horizontale . . . . .	124
5.3.3	Efforts internes . . . . .	126

---

5.4	Conclusions . . . . .	128
<b>Chapitre 6</b>	<b>Modélisation numérique en vraie grandeur</b>	<b>129</b>
6.1	Présentation des modèles numériques . . . . .	129
6.1.1	Configuration et dimensions des CMM et IR . . . . .	129
6.1.2	Représentation numérique . . . . .	130
6.1.3	Déroulement des simulations . . . . .	132
6.2	Analyses des résultats . . . . .	133
6.2.1	Capacité portante de la fondation . . . . .	133
6.2.2	Réponse horizontale sous chargement statique . . . . .	134
6.2.3	Réponse horizontale sous chargement dynamique . . . . .	137
6.3	Conclusions . . . . .	145
<b>Chapitre 7</b>	<b>Conclusions et perspectives</b>	<b>149</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>157</b>

---

## Table des figures

---

2.1	Schématisation du problème de l'interaction sol-structure ([Gazetas et Mylonakis, 1998]). . . . .	6
2.2	Principe de superposition de Kausel. . . . .	8
2.3	Critère de rupture et quelques surfaces de charges pour le modèle de Nova. . .	10
2.4	Schéma du dispositif expérimental (dimensions en mètre) ([TRISEE, 1998]). .	12
2.5	Réponse horizontale et en rotation de la première phase pour les sables lâche (LD) et dense (HD) ([TRISEE, 1998]). . . . .	13
2.6	Tassements du centre de la fondation de la première phase pour les sables lâche (LD) et dense (HD) ([TRISEE, 1998]). . . . .	13
2.7	Charge appliquée en force de la deuxième phase ([TRISEE, 1998]). . . . .	13
2.8	Réponse horizontale et en rotation de la deuxième phase pour les sables lâche (LD) et dense (HD) ([TRISEE, 1998]). . . . .	14
2.9	Tassements du centre de la fondation de la deuxième phase pour les sables lâche (LD) et dense (HD) ([TRISEE, 1998]). . . . .	14
2.10	Réponse horizontale et en rotation de la troisième phase pour les sables lâche (LD) et dense (HD) ([TRISEE, 1998]). . . . .	15
2.11	Tassements du centre de la fondation de la troisième phase pour les sables lâche (LD) et dense (HD) ([TRISEE, 1998]). . . . .	15
2.12	Schémas de la structure avec les fondations superficielles ([Algie <i>et al.</i> , 2010]).	16
2.13	Réponses de la fondation en terme de "moment-rotation" et "tassement-rotation": (a) 50kN endroit 1; (b) 195kN endroit 1; (c) 195kN endroit 2 ([Algie <i>et al.</i> , 2010]). . . . .	17
2.14	(a) Photo et (b) schéma des fondations pour les essais Camus IV ([Combescure et Chaudat, 2000]). . . . .	18
2.15	Accélérogrammes appliqués ([Combescure et Chaudat, 2000]). . . . .	19
2.16	Camus IV: Courbes moment-rotation, effort horizontal-temps, moment-soulèvement et soulèvement-temps pour l'essai de niveau 0.33g. . . . .	20
2.17	Camus IV: Courbes moment-rotation, effort horizontal-temps, moment-soulèvement et soulèvement-temps pour l'essai de niveau 0.52g. . . . .	21
2.18	Dispositifs expérimentaux sur la table vibrante avec le modèle ([Paolucci <i>et al.</i> , 2008]). . . . .	22
2.19	Pressions enregistrées sur l'interface sol-fondation ([Paolucci <i>et al.</i> , 2008]). . .	22
2.20	Dispositifs expérimentaux pour les essais statiques, cycliques quasi-statiques et dynamiques ([Gajan <i>et al.</i> , 2005]). . . . .	23

2.21 Réponses horizontale et en rotation de la fondation pour l'essai cyclique ([Gajan <i>et al.</i> , 2005]). . . . .	23
2.22 Réponses en rotation de la fondation pour l'essai dynamique ([Gajan <i>et al.</i> , 2005]). . . . .	24
2.23 Schéma de principe du renforcement des sols par inclusions rigides. . . . .	26
2.24 Schéma de principe du renforcement des sols par CMM sous fondations superficielles (a) et dallage (b) ([Bustamante <i>et al.</i> , 2006]). . . . .	27
2.25 Principe de réalisation d'une CMM ([Bustamante <i>et al.</i> , 2006]). . . . .	28
2.26 Principe de dimensionnement des CMM: (a) transfert de charge vers la CMM (b) répartition des contraintes entre le sol et les colonnes en gravier ([Bustamante <i>et al.</i> , 2006]). . . . .	29
2.27 Configuration des modèles numériques d'un groupe de quatre IR sous chargement sismique ([Hattem, 2009]). . . . .	32
2.28 Enregistrement du séisme de Tabas en Iran ([Hattem, 2009]). . . . .	32
2.29 Effet de groupe sur l'enveloppe des efforts internes des inclusions ([Hattem, 2009]).	33
2.30 Effet de l'épaisseur du matelas sur l'enveloppe des efforts internes des inclusions ([Hattem, 2009]). . . . .	33
2.31 Influence de la présence de la structure sur l'enveloppe du moment fléchissant dans les inclusions ([Hattem, 2009]). . . . .	33
2.32 Comparaison de l'enveloppe des efforts internes entre les IR et un groupe de pieux ([Hattem, 2009]). . . . .	34
2.33 Comparaison de l'enveloppe des efforts internes entre les IR et les CMM ([Hattem, 2009]). . . . .	34
3.1 Schéma de principe du système sol-fondation soumis à un chargement vertical et un chargement horizontal . . . . .	42
3.2 Schéma de principe de la réalisation du modèle expérimental . . . . .	43
3.3 Conditions aux limites appliquées en chambre d'étalonnage . . . . .	44
3.4 Schéma de la chambre d'étalonnage du <i>Laboratoire 3S-R</i> . . . . .	45
3.5 La membrane supérieure de la chambre d'étalonnage . . . . .	46
3.6 La petite membrane appliquant l'effort vertical à la fondation . . . . .	46
3.7 La pièce mécanique fixée sur le plateau supérieur . . . . .	47
3.8 Schéma du système de mise en pression . . . . .	47
3.9 La chambre d'étalonnage en utilisation classique enjambée par le portique de chargement . . . . .	48
3.10 Photo du bâti de réaction . . . . .	49
3.11 Schéma de l'assemblage des diverses pièces de la liaison poteau-gaine à billes .	50
3.12 Photo du modèle de la fondation avec le poteau encastré . . . . .	50
3.13 Le dispositif de pluviation . . . . .	52
3.14 Position des LVDT . . . . .	53
3.15 Schéma global de l'instrumentation avec la position des différents capteurs . .	53
3.16 Capteur de pression miniature . . . . .	54
3.17 Placement des accéléromètres dans le sol . . . . .	55
3.18 Déplacement horizontal près de l'axe du chargement horizontal en fonction du temps. . . . .	59
3.19 Extrait d'une partie du déplacement horizontal en fonction du temps. . . . .	59
3.20 Déplacement vertical du poteau mesuré en fonction du temps . . . . .	60
3.21 Extrait d'une partie du déplacement vertical en fonction du temps. . . . .	60
3.22 Force horizontale mesurée en fonction du temps . . . . .	61
3.23 Extrait d'une partie de la force horizontale mesurée en fonction du temps . .	61

3.24	Définition du système des forces et déplacements . . . . .	62
3.25	Schémas du calcul des déplacements du point central sur la base de la fondation . . . . .	62
3.26	Détail de la réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 50kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense (amplitude de 1, 10 et 20mm) . . . . .	64
3.27	Détail de la réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 100kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense (amplitude de 10, 20 et 25mm) . . . . .	64
3.28	Détail de la réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 50kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche (amplitude de 1, 10 et 20mm) . . . . .	65
3.29	Détail de la réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 100kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche (amplitude de 10, 20 et 30mm) . . . . .	65
3.30	Comparaison du déplacement horizontal du vérin et de la fondation en fonction du temps . . . . .	66
3.31	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 50kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	66
3.32	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 100kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	67
3.33	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 150kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	67
3.34	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 200kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	67
3.35	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 250kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	68
3.36	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 50kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	68
3.37	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 100kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	68
3.38	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 150kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	69
3.39	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 200kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	69
3.40	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 250kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	69
3.41	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 100kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense . . . . .	70
3.42	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 200kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense . . . . .	70
3.43	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 500kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense . . . . .	70
3.44	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 100kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche . . . . .	71
3.45	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 200kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche . . . . .	71
3.46	Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 500kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche . . . . .	72
3.47	Rigidité horizontale en fonction de l'amplitude du déplacement horizontal pour le massif non surchargé . . . . .	73

3.48	Rigidité horizontale en fonction de l'amplitude du déplacement horizontal pour le massif surchargé . . . . .	74
3.49	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 50kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	75
3.50	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	75
3.51	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 150kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	75
3.52	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	76
3.53	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 250kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	76
3.54	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 50kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	76
3.55	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	77
3.56	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 150kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	77
3.57	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	77
3.58	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 250kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	78
3.59	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense . . . . .	78
3.60	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense . . . . .	78
3.61	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 500kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense . . . . .	79
3.62	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche . . . . .	79
3.63	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche . . . . .	79
3.64	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 500kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche . . . . .	80
3.65	Rigidité en rotation en fonction de l'amplitude du déplacement horizontal pour le massif non surchargé . . . . .	80
3.66	Rigidité en rotation en fonction de l'amplitude du déplacement horizontal pour le massif surchargé . . . . .	81
3.67	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 50kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	82
3.68	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	82
3.69	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 150kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	83
3.70	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	83
3.71	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 250kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense . . . . .	84
3.72	Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 50kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	84

3.73 Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	85
3.74 Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 150kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	85
3.75 Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	86
3.76 Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 250kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche . . . . .	86
3.77 Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense . . . . .	86
3.78 Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense . . . . .	87
3.79 Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 500kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense . . . . .	87
3.80 Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche . . . . .	87
3.81 Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche . . . . .	88
3.82 Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 500kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche . . . . .	88
3.83 Tassement en fonction du déplacement horizontal pour le massif non surchargé	89
3.84 Tassement en fonction de la rotation pour le massif non surchargé . . . . .	90
4.1 Configuration et dimensions des modèles physiques (mm) . . . . .	92
4.2 Vue d'ensemble de la réalisation du modèle expérimental . . . . .	94
4.3 Vue générale de la Visucuve . . . . .	95
4.4 (a) Système de guidage vertical et (b) modèle de semelle et plaques latérales servant à les fixer sur le chariot. . . . .	96
4.5 Schéma du principe de travail de la vis à billes [Orozco, 2009] . . . . .	97
4.6 Vérin horizontal installé sur la VisuCuve pour les essais dynamiques . . . . .	98
4.7 Vue en plan de la partie supérieure des CMM et du matelas granulaire continu des IR . . . . .	99
4.8 Position des divers capteurs pour les essais dynamiques . . . . .	101
4.9 Modèle CMM avant chargement . . . . .	103
4.10 Modèle CMM après chargement . . . . .	104
4.11 Tassement de la semelle en fonction de nombre des cycles . . . . .	105
4.12 Tassement de la semelle en fonction du déplacement horizontal . . . . .	106
4.13 Réponse de la force horizontale due au frottement entre le chariot et les rails en fonction du nombre des cycles et du déplacement horizontal pour les essais quasi-statiques (a,c) et dynamiques (b,d) . . . . .	107
4.14 Force horizontale mesurée en fonction du nombre des cycles . . . . .	108
4.15 Réponse horizontale de la semelle en fonction du déplacement horizontal du bâti	109
4.16 Accumulation de l'énergie dissipée en fonction du tassement de la semelle . .	110
5.1 Cycle de calcul explicite ([FLAC3D, 2006]). . . . .	112
5.2 Maillage créé du modèle des CMM avec l'encastrement de la semelle. . . . .	114
5.3 Blocs du maillage avec les interfaces avant leur mise en contact. . . . .	115
5.4 Principe de fonctionnement d'un élément d'interface ([FLAC3D, 2006]). . . .	116
5.5 Elément " pieu " et son système de coordonnées pour les déplacements et forces nodaux ([FLAC3D, 2006]). . . . .	118

5.6	Déplacement horizontal appliqué à la semelle en fonction du temps dynamique.	121
5.7	Comparaison des tassements de la semelle en fonction du nombre des cycles en quasi-statique. . . . .	123
5.8	Comparaison des tassements de la semelle en fonction du nombre des cycles en dynamique. . . . .	124
5.9	Comparaison de la réponse horizontale de la semelle en fonction du déplacement horizontal. . . . .	125
5.10	Déplacement horizontal et efforts internes dans les inclusions rigides en quasi-statique. . . . .	127
5.11	Déplacement horizontal et efforts internes dans les inclusions rigides en dynamique. . . . .	128
6.1	Configuration et dimensions des modèles numériques en vraie grandeur (cm).	130
6.2	Maillage du système des 4CMM. . . . .	131
6.3	Frontières absorbantes et frontières " champ libre ". . . . .	132
6.4	Schématisation des trois phases de la modélisation numérique. . . . .	133
6.5	(a) Capacité portante de la fondation (b) Effort normal dans les inclusions rigides sous charge nominale $320kN$ . . . . .	134
6.6	Capacité horizontale de la fondation. . . . .	135
6.7	Efforts internes dans les inclusions rigides sous chargement horizontal statique.	136
6.8	Déplacement horizontal le long des inclusions rigides sous chargement horizontal statique. . . . .	137
6.9	Tassement de la semelle au cours du chargement horizontal dynamique. . . . .	138
6.10	Détails de l'interprétation de la réponse horizontale pour les différents systèmes.	138
6.11	Réponse horizontale de la semelle sous chargement dynamique. . . . .	140
6.12	Réponse horizontale au niveau des têtes des inclusions rigides. . . . .	141
6.13	Réponse horizontale de la partie en gravier pour les CMM et les IR (la différence de la force horizontale en fonction de la différence du déplacement horizontal entre la semelle et la tête des inclusions). . . . .	142
6.14	(gauche) Réponse horizontale de la semelle. (droite) Réponse de la partie supérieure remplacée par l'argile (la différence de la force horizontale en fonction de la différence du déplacement horizontal entre la semelle et la tête des inclusions).	144
6.15	Evolution de l'amortissement en fonction de la hauteur de la partie au dessus des têtes des inclusions rigides. . . . .	145
6.16	Enveloppe des efforts internes dans les inclusions rigides sous chargement horizontal dynamique. . . . .	146
6.17	Déplacement horizontal le long des inclusions rigides sous chargement horizontal dynamique. . . . .	147

---

## Liste des tableaux

---

3.1	Facteurs d'échelle pour des modèles sous gravité normale . . . . .	41
3.2	Minéralogie et propriétés du sable Fontainebleau [Zhu <i>et al.</i> , 2009] . . . . .	51
3.3	Détails des essais . . . . .	58
4.1	Détails des essais . . . . .	102
5.1	Propriétés des interfaces sol-fondation. . . . .	117
5.2	Propriétés mécaniques des différents matériaux dans les modèles numériques.	117
6.1	Propriétés mécaniques des différents matériaux dans les modèles numériques.	131



# CHAPITRE 1

---

## Introduction générale

---

Les êtres humains ont connu la pire décennie sur le plan des catastrophes naturelles depuis soixante ans au début de ce XXI<sup>e</sup> siècle.

Ces dix dernières années, les tremblements de terre demeurent la catastrophe la plus importante en faisant à la fois un nombre de victimes considérable et des dégâts matériels d'un montant gigantesque. Face à une telle catastrophe humaine et économique, les êtres humains se sont mobilisés depuis longtemps pour la protection des vies humaines et la limitation des dommages matériels. En effet, les mesures préventives contre les séismes s'organisent autour de deux axes sur le plan technique : la surveillance et la prévision des séismes d'un côté et la construction parasismique de l'autre. La surveillance et la prévision des séismes font l'objet du travail du sismologue. Malheureusement, il n'existe à l'heure actuelle aucun moyen fiable de prévoir où, quand et avec quelle puissance se produira un séisme. Les recherches sur la construction parasismique constituent un axe particulièrement important pour la prévention du risque sismique.

La construction parasismique consiste à trouver des techniques de génie civil permettant aux habitations de résister au mieux aux tremblements de terre. Pour cela, une bonne connaissance du comportement des structures sous sollicitations sismiques est très importante. Les structures étant fondées sur les sols par lesquels sont transmises des sollicitations sismiques, il s'avère en conséquence essentiel de connaître le fonctionnement de l'ensemble du système sol-structure en cas de séisme. En effet, non seulement la nature des sols a une influence sur le comportement des structures, mais les structures mises en mouvement induisent aussi des chargements supplémentaires dans les sols qui modifieront à leur tour les composantes des sollicitations. Le terme générique décrivant l'étude de ces phénomènes porte le nom d'Interaction Sol-Structure (ISS).

C'est dans ce contexte que le travail de cette thèse s'organise.

En interaction sol-structure, la faible rigidité du sol conduit à une réponse moins sévère

dans la structure que si celle-ci était encastrée dans le rocher. Les non linéarités générées à l'interface sol-structure et dans le sol jouent un rôle non négligeable en termes de dissipation d'énergie. En effet, une sorte d'isolation vis-à-vis du mouvement incident se produit entre la structure et le sol de fondation grâce aux non linéarités. En plastifiant le sol avec en plus un décollement éventuel à l'interface, les efforts engendrés dans la structure sont réduits. En revanche, d'importants déplacements au niveau de la fondation peuvent survenir et demeurer irréversibles. Cela risque, dans certains cas, de mettre l'ouvrage hors service par la rupture totale du sol, ceci d'autant plus que la résistance au cisaillement du sol de fondation est faible. Dans ce cas, le dimensionnement approprié de la fondation doit permettre d'éviter les dommages ainsi produits. En parallèle, les techniques de renforcement des sols par inclusions rigides (IR) et colonnes ballastées (CB) qui se sont développées ces dernières années se révèlent une solution efficace en vue de l'augmentation de la résistance du sol et de la réduction des déplacements finaux de la fondation.

Les études sur l'interaction sol-fondation superficielle ont été massivement développées ces dernières années, notamment numériquement avec le concept de macro-élément qui s'intègre dans la nouvelle philosophie de la conception parasismique. Cependant, les travaux de recherche expérimentale sont moins avancés sur ce sujet, et encore moins dans le cas d'un sol renforcé. Les études sur le comportement sismique des inclusions rigides restent un champ de recherche peu exploité en termes de la réduction de leurs efforts internes grâce à la présence d'une couche granulaire dissipative continue ou discontinue entre la fondation superficielle et les inclusions rigides.

Le thème de recherche de cette thèse s'inscrit dans le cadre du projet national "ARVISE" (*Analyse et Réduction de la Vulnérabilité Sismique du bâti Existant*), dont l'objectif est de traiter de l'analyse et de la réduction de la vulnérabilité sismique du bâti existant. Ce projet vise à élaborer des outils et des méthodologies pour le diagnostic et le renforcement de constructions existantes en zone sismique. Dans le domaine géotechnique, la modélisation physique à l'échelle réduite en macro-gravité permet de réaliser des études d'interactions sol-fondation tout en respectant le niveau de contrainte, mais avec des modèles de petites dimensions qui permettent difficilement d'étudier de près le comportement, en l'occurrence l'endommagement des structures. C'est pourquoi, en complément des expérimentations menées en centrifugeuse par l'IFSTTAR de Nantes à l'aide du simulateur de séismes, nous avons développé dans cette thèse un outil de modélisation physique permettant d'étudier l'interaction sol-fondation superficielle à une échelle semi-réelle sous gravité normale. Nous nous sommes ensuite intéressés à l'amélioration des sols en interaction sol-fondation en étudiant le comportement d'un dispositif de fondation sur sol renforcé sous sollicitation horizontale dynamique. La technique de l'amélioration par Colonnes à Module Mixte (CMM) est particulièrement ciblée. Cette partie du travail a bénéficié d'un soutien complémentaire à ARVISE et s'inscrit dans le cadre d'une collaboration industrielle avec l'entreprise *KELLER Fondations Spéciales*. Parallèlement, des modélisations numériques multi-échelle ont été réalisées en utilisant le code de calcul FLAC3D.

Après un rappel de la notion d'interaction sol-structure et un aperçu global des différentes méthodes pour sa prise en compte, le chapitre 2 présentera un état de l'art des études expérimentales sur fondation superficielle soumise à des chargements cycliques quasi-statiques et dynamiques. La technique de renforcement des sols, nommée Colonnes à Module Mixte (CMM), sera décrite en détails, en insistant surtout sur le comportement sismique des inclusions rigides. Cette technique est le cœur opérationnel de nos travaux.

Le chapitre 3 sera consacré à la modélisation physique de l'interaction dynamique sol-fondation

superficielle. Nous présenterons les développements expérimentaux ainsi que les résultats de plusieurs séries d'essais réalisés dans la chambre d'étalonnage sur une semelle carrée encastrée dans un massif de sable soumise à des chargements cycliques dynamiques. Un nouveau système permettant l'application des chargements dynamiques avec un vérin rapide ainsi que ses adaptations mécaniques ont été spécialement conçus à cet effet. Nous testons en particulier la possibilité de compenser le non-respect du niveau de contraintes dans le modèle par la pressurisation du massif de sol. La réponse de la semelle est évaluée sous sollicitation horizontale et rotationnelle avec une fréquence voisine de  $1Hz$  par l'analyse des différents paramètres mesurés.

Dans le chapitre 4, nous analyserons le comportement de CMM sous sollicitation horizontale rapide à l'aide des essais sur modèles réalisés au laboratoire. Leur mécanisme et comportement seront visualisés à travers la vitre de la grande " VisuCuve ". Une semelle carrée reposant sur un massif d'argile molle renforcé par CMM et IR est soumise à des chargements cycliques quasi-statiques et dynamiques afin d'examiner l'effet inertiel sur les CMM et IR. L'efficacité de ces deux systèmes est comparée dans le cas de sollicitations sismiques.

Le chapitre 5 sera destiné à la modélisation numérique des essais de laboratoire de manière à comparer leurs résultats pour calibrer le modèle numérique.

Nous terminerons le travail de cette thèse avec le chapitre 6 qui présente la modélisation numérique d'une semelle reposant sur un massif de sol renforcé par 4 CMM en vraie grandeur sous chargements cycliques dynamiques. Une étude paramétrique permet d'apporter des éléments quantitatifs comparatifs intéressants quant aux deux techniques des IR et des CMM.

Des conclusions et perspectives finaliseront notre travail dans le chapitre 7.



### 2.1 Introduction à l'interaction sol-structure

Dans le domaine du génie civil, l'objectif fondamental des analyses d'interaction sol-structure, dont les différents éléments à prendre en compte sont illustrés dans la figure 2.1, est de déterminer l'influence réciproque du sol et de la structure sur leur comportement mécanique lors d'un séisme. Nous considérons deux structures identiques dont l'une est encastrée dans un rocher, et l'autre repose sur un massif de sol plus souple. Nous pouvons imaginer que les deux structures se comportent de manière complètement différente sous chargement sismique. Dans le cas de la structure reposant sur un massif de sol souple, dont la rigidité et les fréquences propres s'avèrent moins importantes que celle encastrée dans un rocher, il se peut que des déplacements plus amplifiés apparaissent. Ceci indique que les propriétés du sol ont un effet significatif sur le comportement dynamique de la structure. Réciproquement, le comportement du sol peut être modifié par la présence de la structure. En effet, le comportement du sol en champ libre peut différer significativement de celui en présence de la structure. L'influence de la structure sur le comportement du sol dépend fortement du contraste de leurs rigidités. Prenons l'exemple montré ci-après, la structure encastrée dans le rocher n'aura aucun effet sur le comportement du sol en champ libre. Etant donné que la rigidité du rocher est infiniment grande, l'insertion de la structure dans le rocher ne modifie pratiquement pas la rigidité de l'ensemble sol-structure. De même, les efforts inertiels générés par la masse de la structure n'ont aucun effet sur le rocher très rigide.

Pour une structure reposant sur un massif de sol plus souple, nous distinguons la notion d'interaction cinématique de celle d'interaction inertielle.

L'interaction cinématique se traduit par la différence entre le mouvement sismique en champ libre et celui dans un champ dont l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques. Elle ne résulte que de la différence de raideur entre le sol et la fondation, qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol.

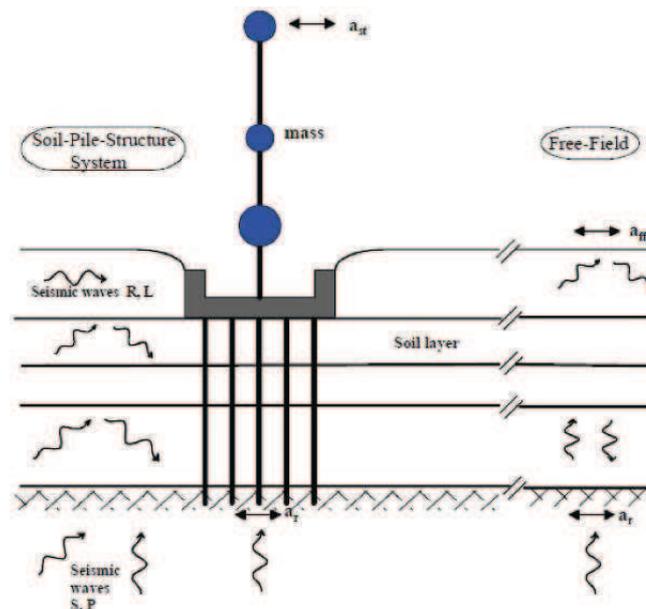


FIG. 2.1 – Schématisation du problème de l'interaction sol-structure ([Gazetas et Mylonakis, 1998]).

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

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

L'interaction cinématique est souvent négligée dans les codes parasismiques qui adoptent généralement une méthode simplifiée consistant à calculer les efforts sismiques à partir des forces inertielles.

Dans le cadre de cette thèse, nous ne nous intéresserons donc qu'à l'interaction inertielle sol-fondation. Les efforts d'inertie sont représentés, aussi bien dans les expériences que dans les modélisations numériques, par des chargements cycliques avec des fréquences d'environ un Hertz appliqués à la fondation.

## 2.2 Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure

Pour prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure, nous distinguons trois catégories de méthodes qui sont respectivement les méthodes directes, les méthodes de sous-structures et les méthodes hybrides.

Les méthodes sont décrites et détaillées dans de nombreuses ouvrages ([Pecker, 1984], [Wolf,

1988]) et aussi dans les différentes thèses ([Cremer, 2001], [Chatzigogos, 2007], et [Grange, 2008]). Nous présentons succinctement, par la suite, chacun de ces trois types de méthodes.

### 2.2.1 Méthodes directes

Les méthodes directes, appelées aussi méthodes globales, traitent le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité de façon à obtenir les réponses du sol et de la structure simultanément. Elles consistent à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-structure :

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = F \quad (2.1)$$

où  $M$ ,  $C$  et  $K$  désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système,  $u$  représente le vecteur de déplacement du système,  $\dot{u}$  sa dérivée par rapport au temps dynamique, et  $F$  est le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système.

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

L'un des avantages principaux des méthodes directes est leur capacité d'intégrer dans le modèle numérique les hétérogénéités matérielles du sol et de la structure, les singularités géométriques du problème, et les lois de comportement bien adaptées pour la prise en compte des non linéarités dans le sol ou à l'interface sol-fondation du système. Ces méthodes requièrent une discrétisation plus étendue du massif de sol supportant la fondation afin de minimiser la réflexion numérique sur la frontière qui sollicite une nouvelle fois la structure. A ce propos, des frontières absorbantes peuvent être introduites aux limites du massif de sol pour modéliser l'amortissement radiatif qui, hormis le frottement interne des matériaux, dissipe une partie d'énergie de la structure et du sol, lors de la propagation d'ondes vers l'infini dans la réalité. De plus, la taille maximale des éléments est limitée de manière à modéliser correctement la propagation d'ondes de hautes fréquences. En conséquence, la mise en œuvre de ces méthodes reste une opération généralement coûteuse du point de vue numérique, surtout pour les problèmes tridimensionnels.

Dans le cadre de notre travail, la méthode directe des différences finies est employée pour la modélisation numérique de l'interaction sol-fondation. Le code de calcul commercial FLAC3D utilisé travaille dans le domaine temporel, et dispose des frontières absorbantes et des frontières de type " champ libre " qui permettent de tenir compte du mouvement en champ libre en l'absence de structures.

### 2.2.2 Méthodes de sous-structures

Les méthodes de sous-structures, contrairement aux méthodes directes, se basent sur la décomposition du problème global en plusieurs sous-problèmes plus simples à traiter avant de faire appel au principe de superposition afin d'obtenir les résultats globaux. Il est à noter que ces méthodes, comme tout problème de superposition, ne sont applicables que pour des problèmes entièrement linéaires.

L'approche, en utilisant le principe de superposition de [Kausel *et al.*, 1978] illustré dans la figure 2.2 pour le cas des fondations rigides, consiste en trois étapes successives.

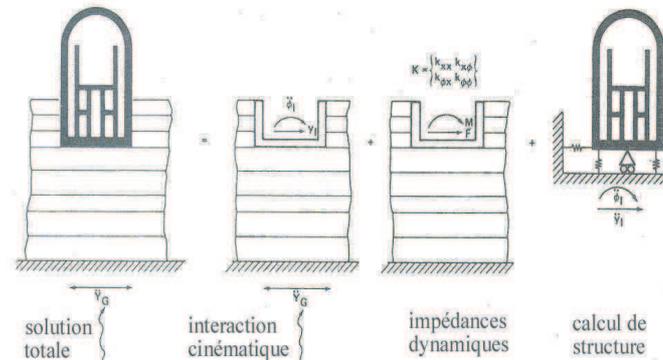


FIG. 2.2 – Principe de superposition de Kausel.

Premièrement, nous effectuons une analyse de l'interaction cinématique. Nous considérons la sous-structure comportant le massif de sol et la fondation rigide sans masse. A partir du mouvement sismique à la base du massif de sol, nous déduisons l'accélération au niveau de l'interface sol-fondation. De nombreuses études ont été effectuées dans la littérature proposant des méthodes analytiques et numériques notamment celle des équations intégrales ([Aubry, 1986]) afin de résoudre ce premier problème.

Deuxièmement, nous réalisons une analyse de l'interaction inertielle de façon à déterminer l'impédance dynamique de la fondation. Cette impédance caractérise les efforts dynamiques imposés à la fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à une sollicitation harmonique d'amplitude unitaire. Les fonctions d'impédances complexes qui dépendent de la fréquence de la sollicitation appliquée sont calculées pour chacun des six degrés de liberté (trois translations et trois rotations) de la fondation. La partie réelle correspond à la raideur du système sol-fondation, alors que la partie imaginaire représente l'amortissement radiatif. Des méthodes et des résultats pour la détermination des impédances dynamiques pour tout type de fondations sont recueillis dans [Pecker, 1984], [Gazetas, 1991] ou encore [Siefert et Ceavaer, 1992].

Troisièmement, nous déterminons la réponse dynamique de la structure reliée au massif de sol par l'intermédiaire des ressorts d'impédances calculés dans la deuxième étape et soumise à la sollicitation sismique déduite de la première étape. La résolution de ce problème reste classique et utilise souvent la méthode des éléments finis.

Bien que les méthodes de sous-structures soient limitées aux problèmes linéaires, de nombreux travaux montrent qu'elles donnent de très bons résultats ([Pitilakis *et al.*, 2008]).

### 2.2.3 Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides constituent une troisième famille de méthodes qui réunissent les avantages des méthodes directes et des méthodes de sous-structures. Elles ont pour objectif de diviser le système en deux sous-domaines : un champ lointain et un champ proche.

Le champ lointain reste suffisamment éloigné de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par l'interaction sol-structure, et donc qu'il puisse être considéré comme élastique. Il peut être

modélisé par des méthodes adaptées aux problèmes linéaires, par exemple, les impédances dynamiques.

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

Hormis la méthode classique des éléments finis, une nouvelle méthode basée sur le concept de macro-élément a été développée depuis trois décennies de manière à reproduire les non-linéarités dans le champ proche. Le concept de macro-élément a été développé pour la première fois par [Nova et Montrasio, 1991] dans le domaine géomécanique. Dans le cas d'une fondation superficielle reposant sur un massif de sol, il consiste à considérer la fondation et le sol dans un domaine fini (champ proche) en un élément. Cet élément permet de prendre en compte toutes les non-linéarités du système d'une manière globale. Les chargements agissant sur la fondation ainsi que ses déplacements sont modélisés en variables généralisées et concentrés en un point représentatif. A partir des déplacements appliqués au système, nous calculons les efforts associés en prenant en compte les non-linéarités. Ainsi le concept de macro-élément permet une conception de structures basée sur les déplacements.

Depuis sa première parution, les modèles de macro-élément ont été développés par de nombreux auteurs. Nous présentons très brièvement par la suite l'évolution de cette méthode sans entrer dans les détails.

Le tout premier modèle proposé par [Nova et Montrasio, 1991] a été établi pour une semelle filante de largeur  $B$  reposant sur un sable lâche sous chargements statiques excentrés et inclinés en 2D, c'est-à-dire, un effort vertical  $V$ , un effort horizontal  $H$  et un moment  $M$ . A partir des résultats expérimentaux, [Nova et Montrasio, 1991] montrent que le critère de rupture du système sol-fondation est indépendant du chemin de chargement et s'écrit de la manière suivante :

$$f(\xi, h, m) \equiv h^2 + m^2 - \xi^2(1 - \xi)^{2\beta} = 0 \quad (2.2)$$

Dans cette expression, les termes  $\xi$ ,  $h$  et  $m$ , représentent les éléments du vecteur d'efforts généralisé adimensionné  $Q$  défini par les auteurs :

$$Q = \left\{ \begin{array}{c} \xi \\ h \\ m \end{array} \right\} = \frac{1}{V_M} \left\{ \begin{array}{c} V \\ H/\mu \\ M/(\psi B) \end{array} \right\} \quad (2.3)$$

où  $V_M$  est l'effort vertical maximum admissible par la fondation sur un sol donné,  $\mu$  est le coefficient de frottement entre le sol et la fondation,  $\beta$  et  $\psi$  sont les coefficients constitutifs adimensionnels.

En introduisant la variable d'érouissage  $\rho_c$ , [Nova et Montrasio, 1991] proposent la surface de charge, à l'intérieur de laquelle le comportement reste élastique, écrite comme suit :

$$f(\xi, h, m) \equiv h^2 + m^2 - \xi^2 \left(1 - \frac{\xi}{\rho_c}\right)^{2\beta} = 0 \quad (2.4)$$

Une fois que le point de charge se trouve sur la surface de charge en se déplaçant vers l'extérieur, des déplacements plastiques auront lieu. La surface de rupture et la surface de charge ont une forme d'un ballon de rugby dans l'espace des efforts adimensionnés (figure 2.3). La loi d'écroutissage  $\rho_c$  est définie en fonction des déplacements. Lorsque  $\rho_c = 1$ , la surface de charge et la surface de rupture coïncident et le système atteint la rupture. Une loi d'écoulement non-associée est également proposée.

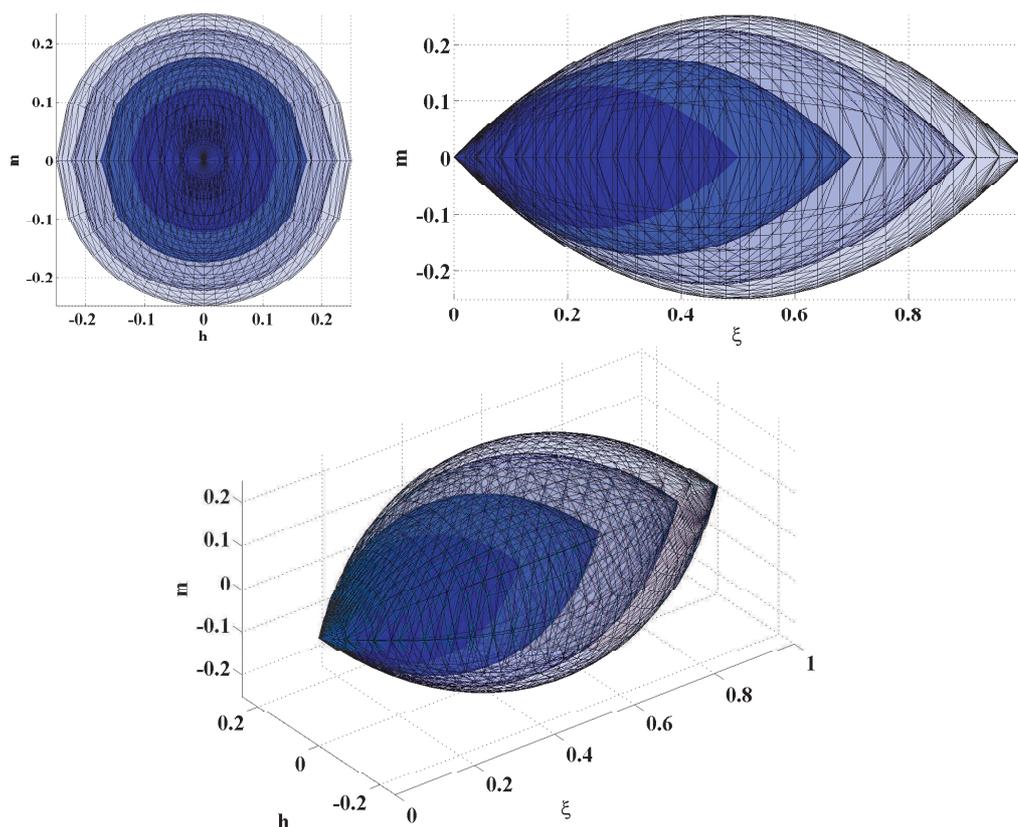


FIG. 2.3 – Critère de rupture et quelques surfaces de charges pour le modèle de Nova.

De la même manière, [Martin, 1994], [Houlsby et Cassidy, 2002] et [Cassidy *et al.*, 2002] ont développé ce modèle pour le cas d'une fondation circulaire.

[Butterfield et Gottardi, 1994], [Gottardi *et al.*, 1999] et [Cassidy *et al.*, 2004] ont étendu les modèles pour des chargements 3D pour la fondation circulaire.

[Paolucci et Pecker, 1997a] et [Cremer, 2001] ont développé les modèles sous chargements cycliques et dynamiques en 2D pour la fondation filante en prenant compte le décollement de la fondation.

Plus récemment, le modèle a été complété par [Grange, 2008], [Grange *et al.*, 2007] et [Grange *et al.*, 2008]. Dans ce modèle, les fondations: filante, rectangulaire et circulaire, sont incorporées sous chargements: statique, cyclique et dynamique en 3D avec un nouveau modèle de décollement.

## 2.3 Etude expérimentale sur l'interaction sol-fondation superficielle

Le comportement sismique des fondations superficielles a été essentiellement examiné à travers les analyses pseudo-statiques de leur capacité portante due aux sollicitations sismiques ([Paolucci et Pecker, 1997a] et [Paolucci et Pecker, 1997b]). De nombreuses études expérimentales ont été réalisées sur l'interaction statique sol-structure, où la fondation superficielle est soumise à des chargements monotones. Elles servent principalement à développer les modèles de macro-élément. Par exemple, les expérimentations effectuées par [Gottardi et al., 1999], [Byrne et Houlsby, 2001] et [Cassidy et al., 2004] ont été destinées à calibrer les critères de rupture de leurs modèles de macro-élément. De plus, certaines études expérimentales ont été effectuées sur des fondations ayant la forme des ancres à succion offshore sous chargement cyclique modélisant le vent ([Byrne *et al.*, 2003]) ou la houle ([Byrne *et al.*, 2002]).

Peu de résultats expérimentaux ont été trouvés dans la littérature en ce qui concerne l'interaction dynamique sol-structure visant à étudier le comportement du système sol-fondation superficielle. Nous allons, dans la suite, faire un bref état de l'art des différentes expériences réalisées sur la fondation superficielle soumise à des chargements cycliques et dynamiques.

### 2.3.1 Essais à l'échelle réelle

Les essais à grande échelle permettent de reproduire des conditions aux limites proches de la réalité et évitent l'effet d'échelle, mais ils sont souvent très coûteux. En outre, il est très compliqué de réaliser une série d'essais en faisant varier les paramètres à cause de la grande quantité nécessaire de matériaux conduisant à une répétitivité difficile. C'est pour cette raison que nous trouvons rarement de telles expériences dans la littérature. Nous présentons, dans cette partie, deux séries d'essais sur site à l'échelle réelle.

#### 2.3.1.1 Essais à grande échelle sous chargement cyclique quasi-statique

Deux expériences ont été réalisées dans le cadre d'un projet européen TRISEE, mené au *Laboratoire sismique ELSA du centre de la Communauté Européenne* (CCE) à Ispra ([TRISEE, 1998], [Negro *et al.*, 2000], [Faccioli *et al.*, 2001]). Il s'agit d'une semelle carrée en acier de  $1m \times 1m$ , reposant sur un massif de sable saturé, soumise à des chargements cycliques quasi-statiques. Les essais ont été réalisés dans un caisson (figure 2.4) de  $4,6m \times 4,6m$  avec une profondeur de  $4m$ . Les parois latérales du caisson sont rigides et imperméables. L'interface entre la fondation et le massif de sable est simulée par une couche mince de béton. La semelle est encastrée d'un mètre dans le sable de façon à obtenir une surcharge latérale d'environ  $20kPa$ .

Deux essais similaires ont été effectués avec le sable à deux différentes densités : un sable de forte densité (" high density ", HD,  $D_r = 85\%$ ), et un sable de densité plus faible (" low density ", LD,  $D_r = 45\%$ ). Les charges verticales, qui restent constantes tout au long des essais, sont appliquées à l'extrémité du poteau encastré dans la semelle à l'aide d'un système de pression d'air. Elles sont respectivement  $300kN$  pour le sable dense et  $100kN$  pour le sable lâche. Les charges horizontales ainsi que les moments sont transmis à la fondation par un

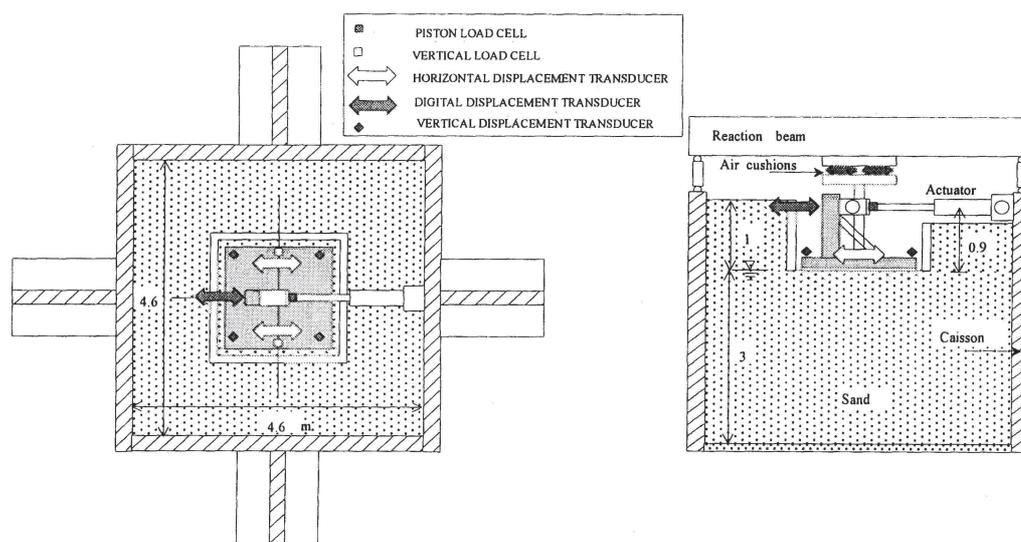


FIG. 2.4 – Schéma du dispositif expérimental (dimensions en mètre) ([TRISEE, 1998]).

vérin hydraulique avec une hauteur de 90cm au dessus de la fondation.

Les chargements horizontaux cycliques se déroulent en trois phases pendant chaque essai avec différentes fréquences suffisamment faibles pour être considérés comme quasi-statiques.

Pendant la première phase, plusieurs cycles d'une forme sinusoïdale pilotés en force ont été appliqués avec des amplitudes très petites. Les résultats sont illustrés dans les figures 2.5 et 2.6.

La caractéristique principale que nous retenons de cette phase est que le comportement du sable reste quasi-linéaire et que les boucles d'hystérésis peu développées montrent une dissipation d'énergie très limitée. Nous constatons également que les rigidités pour le sable dense sont pratiquement deux fois plus grandes que celles pour le sable lâche, alors que la différence du tassement entre les deux est négligeable du fait de valeurs très faibles. Nous pouvons considérer que, dans cette phase, les déplacements de la semelle ne sont pas irréversibles.

Pendant la deuxième phase, une sollicitation contrôlée également en force a été appliquée de manière à modéliser un enregistrement sismique, mais avec des fréquences plus modérées, respectivement  $0,13Hz$  pour le sable dense et  $0,27Hz$  pour le sable lâche (figure 2.7). Un tel chargement a été choisi afin de rester en compression au niveau de l'interface sol-fondation, ce que confirme l'essai au cours duquel aucun décollement n'a été observé. Par rapport à la première phase, la non-linéarité du comportement se développe largement et la taille des boucles d'hystérésis se montre bien plus importante (figure 2.8). Il est à noter qu'après une dégradation au début des cycles, les rigidités ont tendance à se récupérer progressivement après l'atteinte de la valeur maximale de la force. D'importants déplacements résiduels se manifestent autant pour le déplacement horizontal que pour la rotation. La différence des réponses entre le sable dense et le sable lâche est beaucoup plus importante, notamment pour le tassement dont la valeur de 1cm pour le sable lâche est presque 5 fois plus grande que pour le sable dense (figure 2.9). Pourtant, il a tendance à se stabiliser pour les deux sables.

Pendant la troisième phase, une charge contrôlée en déplacement d'une forme sinusoïdale a

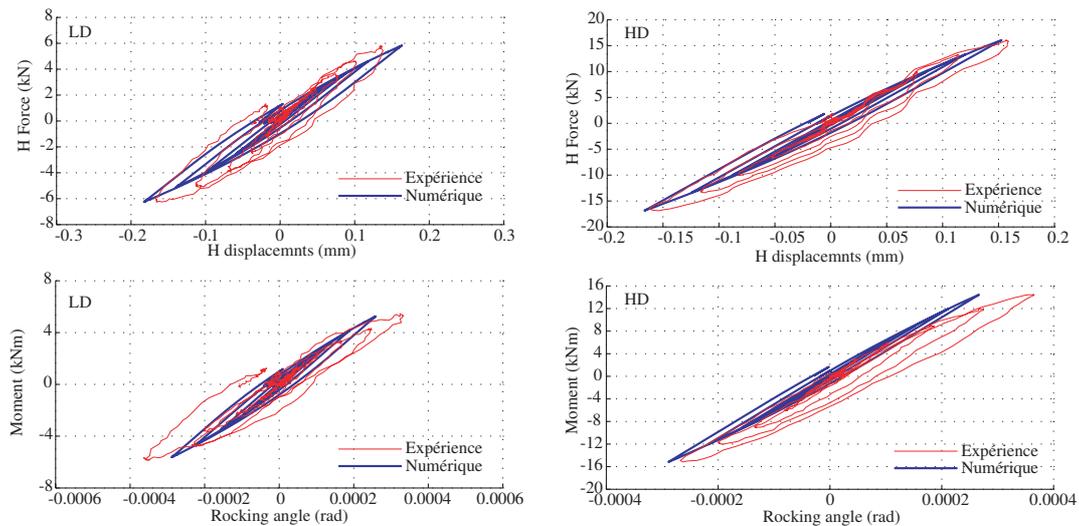


FIG. 2.5 – Réponse horizontale et en rotation de la première phase pour les sables lâche (LD) et dense (HD) ([TRISEE, 1998]).

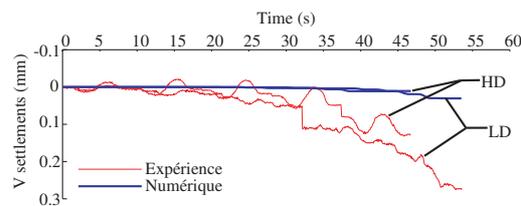


FIG. 2.6 – Tassements du centre de la fondation de la première phase pour les sables lâche (LD) et dense (HD) ([TRISEE, 1998]).

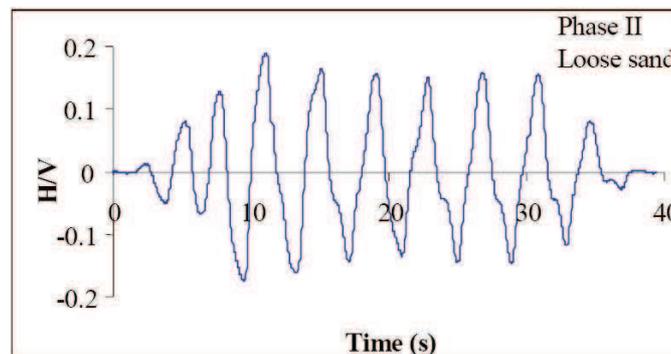


FIG. 2.7 – Charge appliquée en force de la deuxième phase ([TRISEE, 1998]).

été imposée avec des amplitudes croissantes.

Nous constatons que la non-linéarité du comportement dans cette phase continue à se développer avec les rigidités qui se dégradent aussi constamment. Nous remarquons qu'une forme en " S " de la courbe " moment-rotation " se produit au cours de l'essai pour le sable dense, ce qui indique un décollement partiel de la fondation. En effet, en déchargeant, la fondation se remet en contact avec le sol avant de récupérer sa rigidité. Pour le sable lâche, la fondation tasse constamment au lieu de se décoller du sol. C'est pour cela que le tassement pour le sable lâche est beaucoup plus grand que pour le sable dense, quoique, dans les deux cas, le

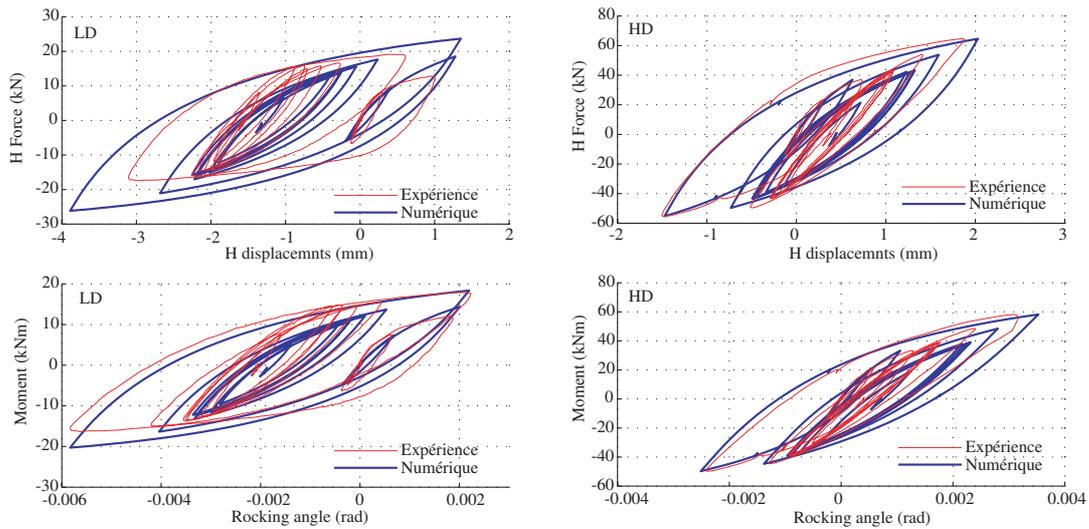


FIG. 2.8 – Réponse horizontale et en rotation de la deuxième phase pour les sables lâche (LD) et dense (HD) ([TRISEE, 1998]).

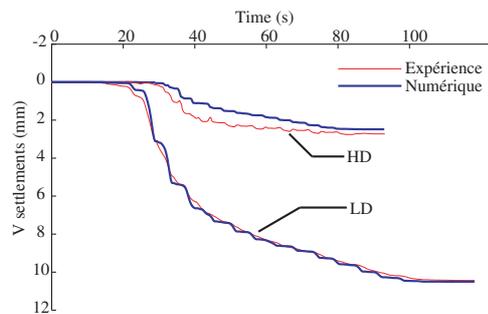


FIG. 2.9 – Tassements du centre de la fondation de la deuxième phase pour les sables lâche (LD) et dense (HD) ([TRISEE, 1998]).

tassement augmente linéairement.

L'étude présentée ci-dessus concerne l'un des très rares essais à l'échelle réelle trouvés dans la littérature sur l'interaction sol-fondation superficielle. Elle met en évidence la non-linéarité du comportement du sol et les déplacements irréversibles même pour des efforts très faibles. Le phénomène de décollement est très bien illustré à partir des résultats obtenus. Ces essais sont très intéressants pour la validation des modèles numériques et pour les analyses de l'interaction sol-structure. Mais le chargement cyclique ne peut être considéré que quasi-statique vu que les fréquences ne dépassent pas  $0,5Hz$ .

### 2.3.1.2 Essais sur site sous chargement dynamique

Une campagne d'essais sur site a été effectuée sur une fondation superficielle soumise à des chargements dynamiques à l'Université d'Auckland ([Algie *et al.*, 2010]). Les fondations ( $0,4m \times 2,0m \times 0,4m$ ) en béton armé sont encastées dans le sol avec une superstructure en acier (figure 2.12). Les chargements dynamiques sont modélisés par la vibration excentrique

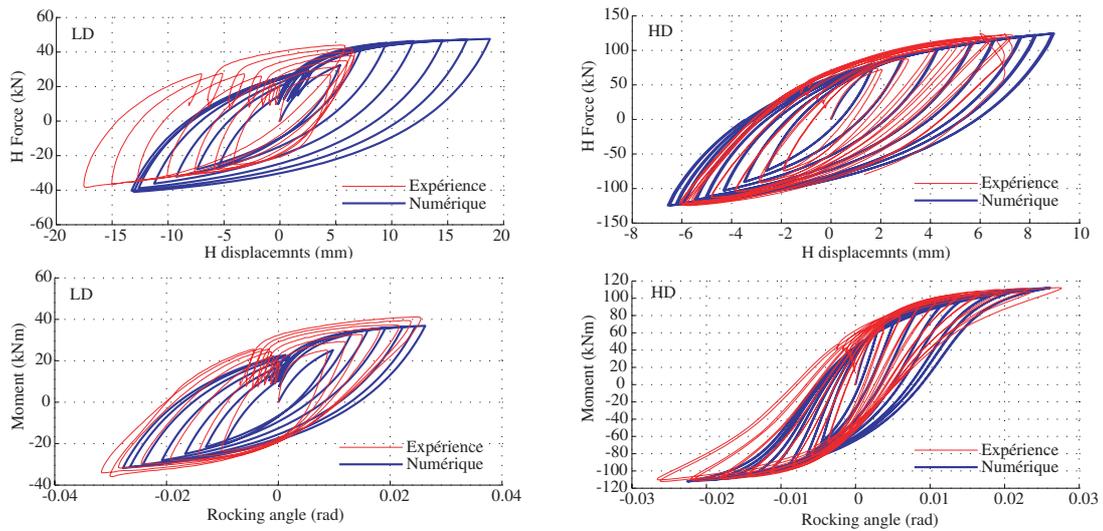


FIG. 2.10 – Réponse horizontale et en rotation de la troisième phase pour les sables lâche (LD) et dense (HD) ([TRISEE, 1998]).

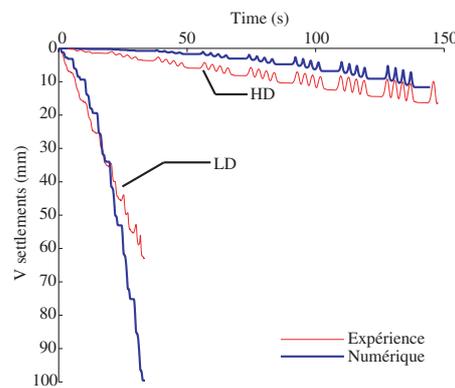


FIG. 2.11 – Tassements du centre de la fondation de la troisième phase pour les sables lâche (LD) et dense (HD) ([TRISEE, 1998]).

d'une masse fixée sur la structure de façon à engendrer les forces inertielles transmises aux fondations. La fréquence maximale peut atteindre  $12Hz$ . Deux couches de sol se présentent sur le site : une couche supérieure très rigide avec des grains très fins et une couche inférieure d'argile avec des résistances non-drainée  $s_u = 180kPa$  et  $s_u = 170kPa$  pour les deux endroits où ont été réalisés les trois essais.

Les essais de reconnaissance du sol de type SCPT (seismic cone penetration tests) permettent d'obtenir le module de cisaillement en petite déformation  $G_{max} = 37,8MPa$  et  $G_{max} = 36MPa$ .

Les résultats sont montrés dans la figure 2.13. Les deux premiers essais correspondent à deux charges verticales :  $50kN$  et  $195kN$ . Le troisième essai à  $195kN$  a été réalisé sur le deuxième site. Plusieurs conclusions ont été tirées.

La réponse en moment évolue différemment selon la charge verticale. Pour l'essai à  $50kN$ , la valeur maximale du moment est atteinte alors que la rotation continue à augmenter. Pour

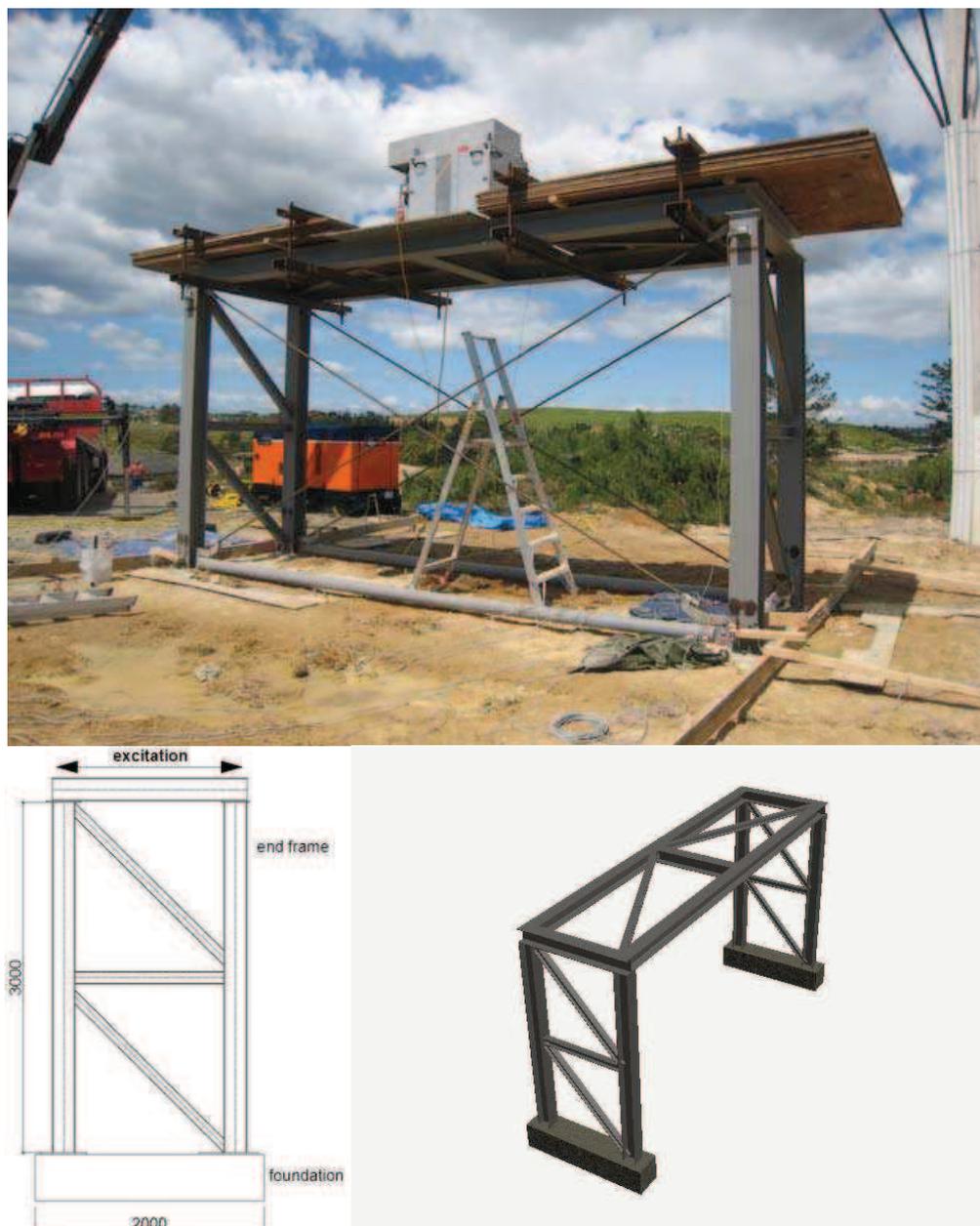


FIG. 2.12 – Schémas de la structure avec les fondations superficielles ([Algie et al., 2010]).

l'essai à  $195kN$ , la capacité ultime du moment correspond à la valeur maximale de la rotation, et seule une très petite différence se manifeste en terme de la capacité du moment pour les deux implantations d'essai.

La dégradation finale de la rigidité en rotation est assez proche pour les trois essais, de 6% pour l'essai à  $50kN$ , de 10% et 8% pour les deux autres.

Les tassements de la fondation restent très faibles, respectivement de  $0,85mm$ ,  $0,5mm$  et  $0,3mm$  pour les trois essais du fait de la présence du massif de sol très raide en surface.

Cette étude montre la possibilité de modéliser des efforts inertiels en utilisant la vibration excentrique d'une masse. Les caractéristiques concernant la rotation et le tassement final ont

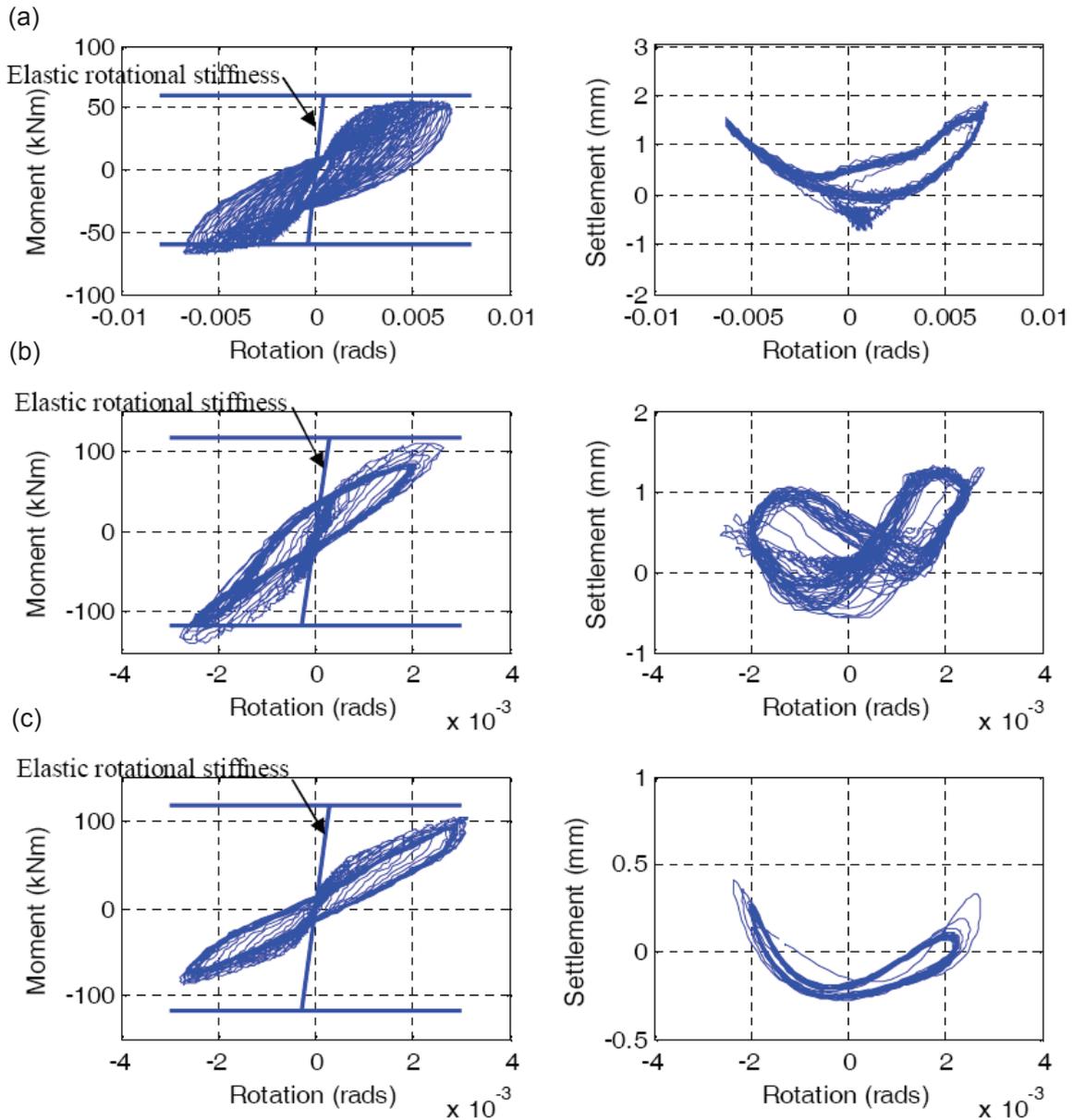


FIG. 2.13 – Réponses de la fondation en terme de "moment-rotation" et "tassement-rotation": (a) 50kN endroit 1; (b) 195kN endroit 1; (c) 195kN endroit 2 ([Algie et al., 2010]).

été discutées. Le mouvement horizontal n'a pas été traité dans ces essais.

### 2.3.2 Essais sous chargement dynamique sur table vibrante

De nombreuses expérimentations ont été réalisées sur table vibrante pour l'étude de l'interaction sol-structure.

La plupart d'entre elles avaient pour but d'étudier le comportement de la superstructure dont la base est souvent fixée directement sur la table.

Certains essais ont également concerné l'interaction sol-fondation superficielle sous chargement

sismique ([Maugeri *et al.*, 2000] et [Pitilakis *et al.*, 2008]). Nous présentons, par la suite, quelques essais effectués sur la table vibrante avec la structure reposant sur un massif de sol afin d'étudier le comportement au niveau du sol, et en particulier les résultats sur le mouvement horizontal et la rotation de la fondation.

### 2.3.2.1 Essais Camus IV

Il s'agit des projets de recherche européens ICONS-TMR (Innovation Design Concept for New and Existing Structures - Training and Mobility of Researchers) et ECOEST II. Une série d'essais dynamiques a été réalisée sur la table vibrante Azalée au sein du CEA de Saclay ([ICONs, 2001], [Combescure et Chaudat, 2000] et [Taylor et Combescure, 2001]).

Une maquette d'une structure de cinq étages à l'échelle 1/3 avec une hauteur totale de 5,1m, constituée de deux voiles en béton armé et six planchers, est installée sur deux semelles filantes de 0,8m×2,1m qui reposent sur un massif de sable dans un bac de 4m×4m avec une profondeur de 40cm (figure 2.14). Il est lui-même fixé sur la table vibrante. Le sable Fontainebleau a été utilisé avec une densité relative de 70% mesurée sur place par gammadensimètre.

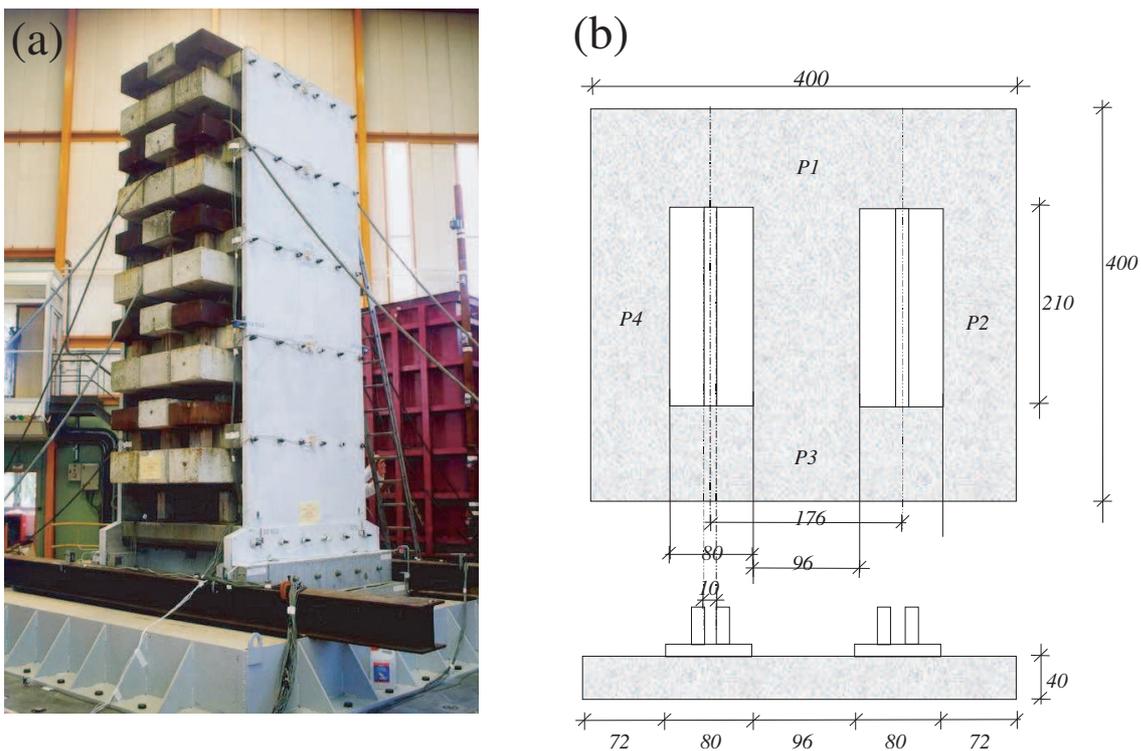


FIG. 2.14 – (a) Photo et (b) schéma des fondations pour les essais Camus IV ([Combescure et Chaudat, 2000]).

La maquette a été soumise à deux chargements sismiques de différentes intensités. Les deux accélérogrammes employés sont des signaux synthétiques de Nice 0,33g et 0,52g montrés dans la figure 2.15.

Quelques résultats expérimentaux au niveau de la fondation en terme de moment-rotation et

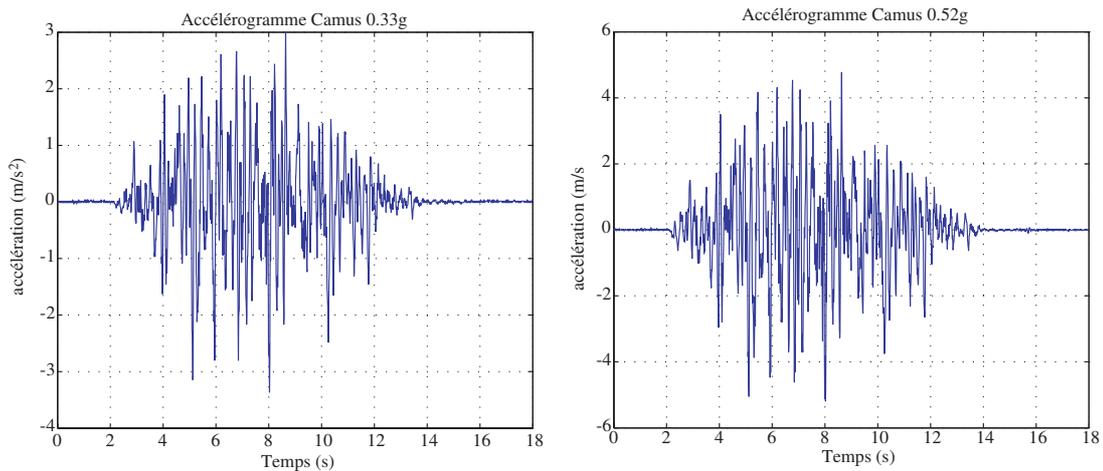


FIG. 2.15 – Accélérogrammes appliqués ([Combesure et Chaudat, 2000]).

de force horizontale-déplacement horizontal ainsi que de tassement-temps sont présentés dans les figures 2.16 et 2.17. Nous observons très clairement la non-linéarité du moment subi par la fondation avec les boucles d'hystérésis présentes, ce qui montre bien la dissipation d'énergie dans le sol malgré sa faible épaisseur. Le décollement de la fondation est mis en évidence aussi bien par l'enregistrement de son soulèvement que par la forme en " S " de la courbe moment-rotation. La plastification du sable est mise en évidence par le tassement final très important.

Une structure pesante agissant sur la fondation a été réalisée dans ces essais au lieu d'appliquer une charge verticale, ce qui permet de simuler directement les efforts inertiels dus au séisme et par ailleurs d'étudier la réponse structurale de l'ouvrage. La très faible épaisseur du massif de sol par rapport à la taille de la structure ne représente pas l'hypothèse de l'espace semi-infini, bien que les résultats montrent tout de même une plastification du sable. Il faut avouer qu'il est très difficile de mettre en place un massif de sol adapté à la taille de cette structure. Nous sommes souvent face à un compromis entre l'étude sur la structure et celle sur la fondation.

### 2.3.2.2 Essais du PWRI (Public Works Research Institute) au Japon

Sur la table vibrante du PWRI au Japon, des essais à grande échelle ont été menés dans un conteneur laminaire de  $4m \times 4m$  avec une profondeur de  $2,1m$  ([Paolucci *et al.*, 2008], [Shirato *et al.*, 2008]). Le massif de sol est composé de sable sec avec une densité relative de 80% et un angle de frottement de  $42,1^\circ$ . La structure est une fondation carrée de  $0,5m$  de côté. La hauteur totale de la structure est de  $0,753m$  et le poids est de  $8385N$ , ce qui correspond à un facteur de sécurité  $F_s = 29$  (figure 2.18). Deux remplissages ont été réalisés. Pour chaque remplissage, une série d'essais a été effectuée. Différents accélérogrammes ont été appliqués avec la profondeur d'encastrement de la fondation variable. La description exhaustive des essais est présentée dans [Shirato *et al.*, 2008].

Les déplacements sont calculés par l'analyse des images enregistrées au cours des essais. Ils n'ont pas été mesurés par des capteurs. Les capteurs de force installés sous la fondation permettent d'obtenir la distribution des pressions sur l'interface sol-fondation. La figure 2.19

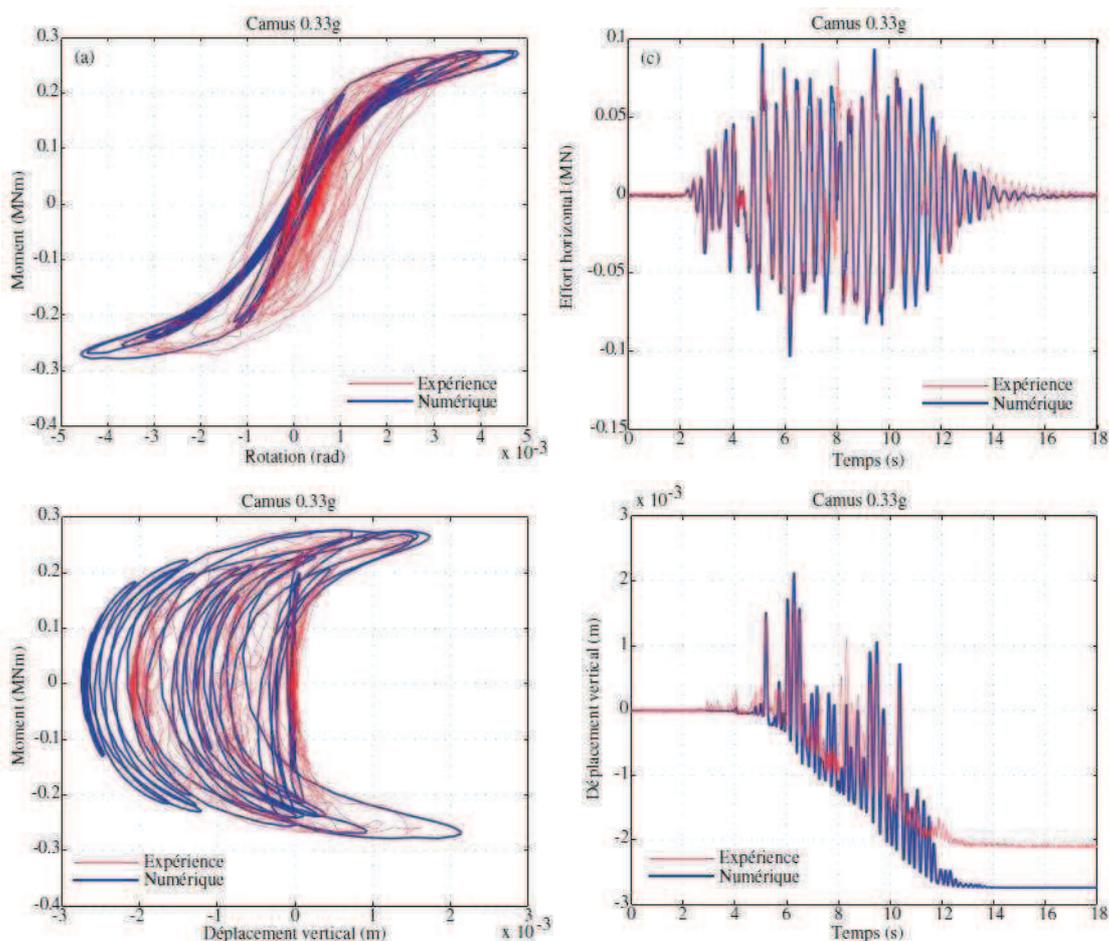


FIG. 2.16 – *Camus IV*: Courbes moment-rotation, effort horizontal-temps, moment-soulèvement et soulèvement-temps pour l'essai de niveau 0.33g.

montre un exemple de la distribution des pressions au cours d'un accélérogramme dont la valeur de pic est l'une des plus fortes de tous les essais. Elle montre clairement les zones où il n'y a pas contact entre le sol et la fondation, c'est-à-dire où il y a décollement. L'allure de la courbe " moment-rotation " est légèrement irrégulière en comparaison de celles que nous avons vues dans les essais présentés précédemment. En effet, lorsque la charge atteint la limite, la fondation n'est en contact avec le sol que dans son extrémité (point s et v). En décharge (point t et w) et recharge (point x et u), le contact ne se refait pas complètement sur toute la surface de la fondation, ce qui implique la déformation irréversible de l'interface sol-fondation.

A cause des chargements sismiques très sévères appliqués au modèle, les déplacements irréversibles sont très importants jusqu'à obtenir le renversement complet de la structure.

L'un des avantages de ces essais réside dans les conditions proches de la réalité pour le modèle et pour les chargements sismiques qui sont des enregistrements de séismes forts réels. Les résultats expérimentaux ont été utilisés pour calibrer un modèle numérique ([Paolucci *et al.*, 2008]) qui donne des résultats satisfaisants en ce qui concerne la reproduction du moment et de la rotation. On notera que le tassement de la fondation est assez mal reproduit lorsque la fréquence et le nombre de cycles sont considérables.

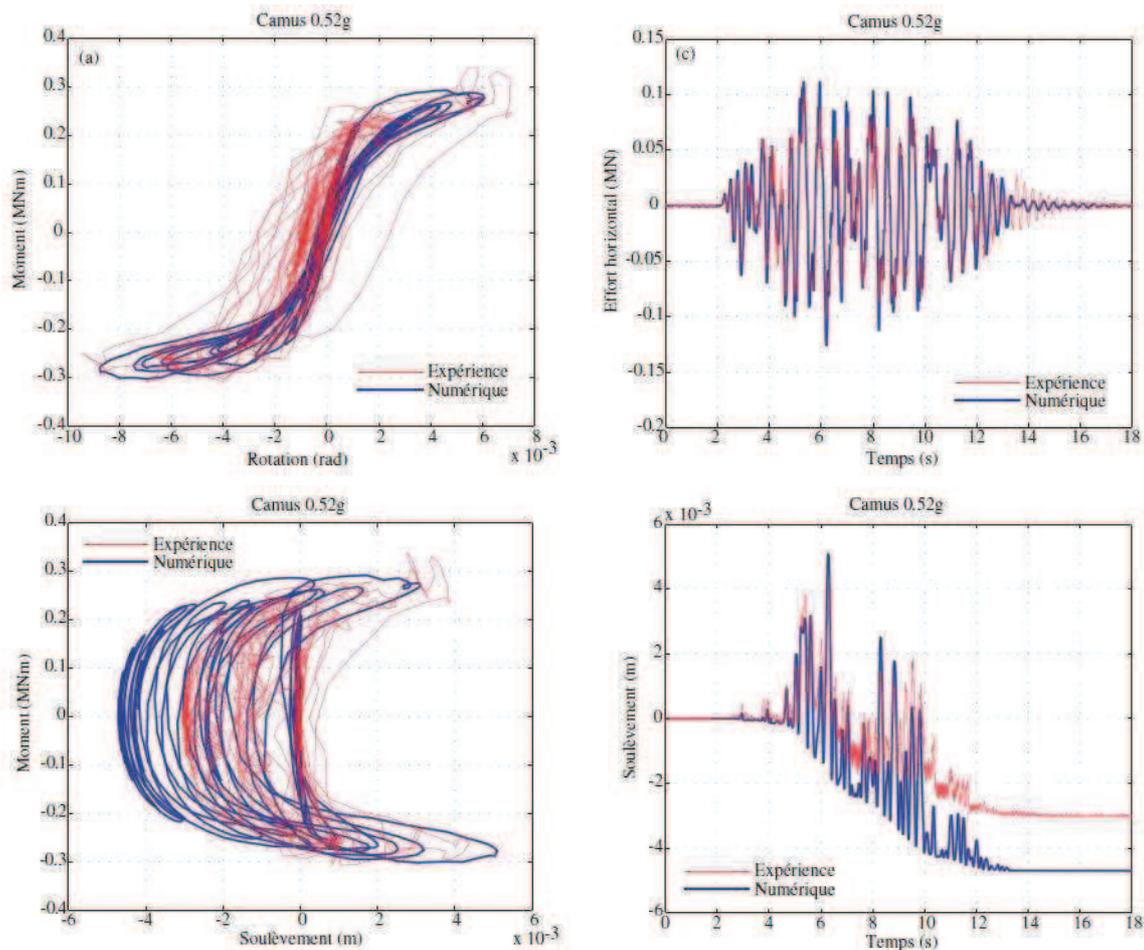


FIG. 2.17 – *Camus IV: Courbes moment-rotation, effort horizontal-temps, moment-souèvement et souèvement-temps pour l'essai de niveau 0.52g.*

### 2.3.3 Essais en centrifugeuse à l'Université de Californie à Davis

Un autre moyen expérimental très répandu dans le domaine géotechnique est la modélisation physique en centrifugeuse. Nous présentons ici deux campagnes d'essais réalisés sous chargements cyclique et dynamique.

Plusieurs séries d'essais ont été réalisées sur une fondation superficielle avec la structure encastrée. Ils s'inscrivent dans un programme de recherche national PEER des Etats Unis (Pacific Earthquake Engineering Research center) et recouvrent une gamme très importante d'essais sur l'interaction sol-structure ([Rosebrook et Kutter, 2001], [Gajan *et al.*, 2005]). Dans ces essais, le sol est constitué d'argile ou de sable, de différentes densités, et le chargement a été appliqué en statique, cyclique quasi-statique et dynamique. La figure 2.20 montre les dispositifs expérimentaux dans le conteneur d'essai.

A titre d'exemple, nous présentons quelques résultats intéressants parmi beaucoup d'autres ([Gajan *et al.*, 2005]).

La figure 2.21 montre des résultats d'un essai sur le sable sec de Nevada avec une densité



FIG. 2.18 – Dispositifs expérimentaux sur la table vibrante avec le modèle ([Paolucci et al., 2008]).

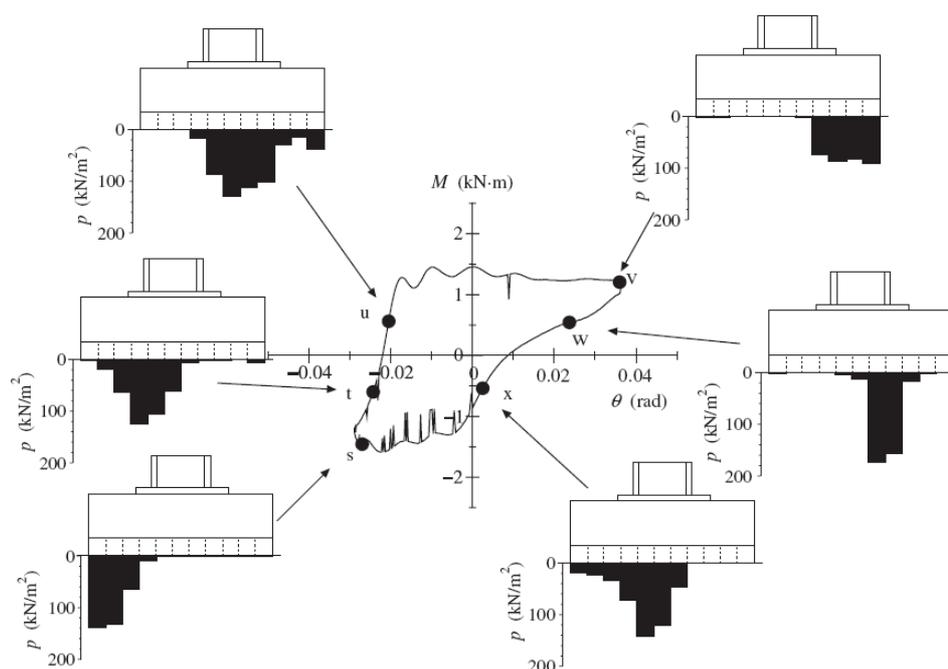


FIG. 2.19 – Pressions enregistrées sur l'interface sol-fondation ([Paolucci et al., 2008]).

relative de 80% sous chargement cyclique quasi-statique. La taille de la fondation est  $2,84m \times 0,65m$  (à l'échelle du prototype). Le facteur de sécurité pour la charge verticale est 6,7, et la charge horizontale est appliquée à une hauteur de  $4,9m$  au dessus de la fondation. Nous observons que la réponse horizontale et rotationnelle est assez typique. Le développement très visible de la non-linéarité et de la taille des boucles d'hystérésis dans la courbe " moment-rotation " indique la dissipation d'énergie dans le sol au cours de l'essai ainsi que la dégradation non négligeable de la rigidité. Un glissement de la fondation a lieu sous chargement horizontal,

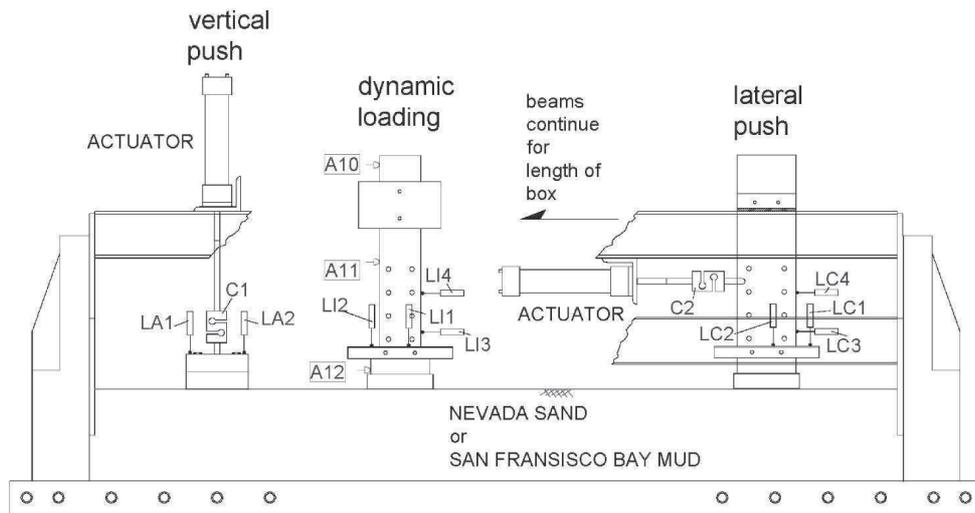


FIG. 2.20 – Dispositifs expérimentaux pour les essais statiques, cycliques quasi-statiques et dynamiques ([Gajan et al., 2005]).

et le déplacement horizontal final atteint une valeur de  $60\text{mm}$  irréversible. Le décollement de la fondation est mis en évidence dans la courbe " tassement-rotation " à grandes amplitudes. Le tassement se cumule constamment et parvient à une valeur très importante par rapport à la taille de la fondation.

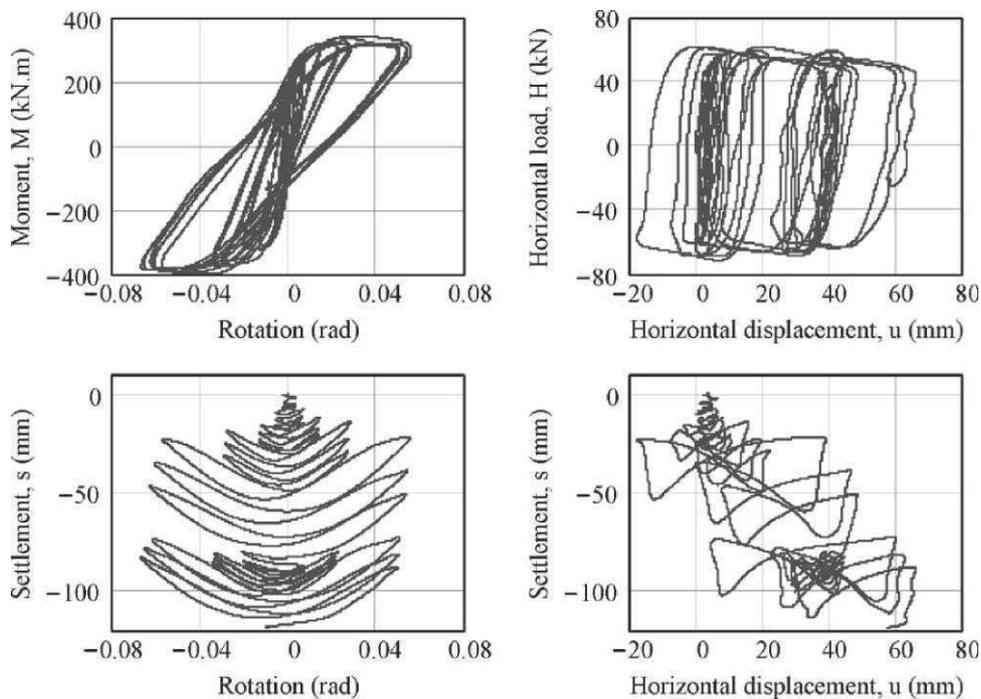


FIG. 2.21 – Réponses horizontale et en rotation de la fondation pour l'essai cyclique ([Gajan et al., 2005]).

Un essai dynamique avec quasiment la même configuration a été effectué, sauf que le facteur de sécurité est réduit à 5,3. Le système est soumis à une histoire d'accélération d'une fréquence

de  $1,3Hz$  avec une amplitude croissante à la base du massif de sol. Un comportement similaire est observé. La rigidité en rotation subit une réduction pendant le chargement. Mais à la fin de la secousse, la rigidité a tendance à revenir aux valeurs initiales pour les petites amplitudes, avec une rotation résiduelle (figure 2.22). Contrairement à l'essai cyclique, le décollement ne semble pas significatif.

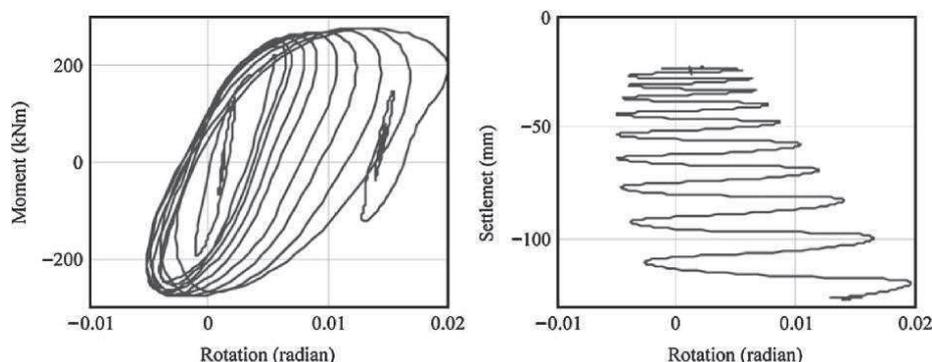


FIG. 2.22 – Réponses en rotation de la fondation pour l'essai dynamique ([Gajan et al., 2005]).

Les auteurs ont aussi examiné l'effet de la profondeur d'encastrement de la fondation sur la capacité de la force horizontale et du moment. Une relation empirique de la dégradation de la rigidité en rotation est proposée en fonction de la rotation. L'interface déformée sol-fondation est observée et l'estimation du moment ultime est également proposée lors du décollement.

### 2.3.4 Conclusions

Dans cette partie, nous avons mis en évidence le comportement de la fondation superficielle sous chargement horizontal quasi-statique et dynamique à travers les essais sur site, en centrifugeuse et sur table vibrante obtenus dans la bibliographie.

Nous observons un comportement fortement non-linéaire de la fondation lié au comportement du sol. La taille des boucles d'hystérésis augmente de plus en plus en fonction de l'amplitude de chargement, ce qui signifie une dissipation d'énergie non négligeable dans le sol et sur l'interface sol-fondation. Nous constatons souvent la dégradation de la rigidité en rotation sous chargement de grande amplitude avec l'atteinte de la capacité ultime du moment. Le glissement peut se produire avec un déplacement horizontal irréversible. Le décollement de la fondation superficielle sous l'effet du moment est mis en évidence à grandes amplitudes dans la courbe " tassement-rotation " et par la forme en " S " de la courbe " moment-rotation ".

Ces expérimentations présentent soit des chargements cycliques quasi-statiques, soit des chargements dynamiques simulant des séismes.

Dans le cadre de notre travail, nous nous efforcerons de réaliser des essais sous chargements horizontaux cycliques dynamiques avec des fréquences équivalentes à celles d'un séisme permettant d'examiner la réponse horizontale et en rotation de la fondation. Par ailleurs, nous regarderons si le modèle physique conçu pour nos essais d'interaction sol-fondation superficielle ouvre aussi la possibilité d'étudier le comportement de la structure elle-même, en particulier son endommagement.

## 2.4 Renforcement des sols par Colonnes à Module Mixte (CMM)

La construction des ouvrages dans les zones où se présente une forte compressibilité ou une faible capacité portante peut engendrer des tassements très importants et des temps de tassement très longs.

De nouvelles techniques de fondations ont été développées en vue de contourner ces difficultés.

Parmi toutes ces techniques, l'amélioration des sols compressibles par Colonnes Ballastées (CB) et Inclusions Rigides (IR) est très souvent utilisée car permettant un bon compromis entre le coût, la durée de construction et une réduction significative des tassements. Plus récemment, une technique alternative, dite Colonnes à Module Mixte (CMM), a été mise en œuvre par *Keller Fondations Spéciales* en associant les avantages des CB et des IR.

### 2.4.1 Colonnes ballastées (CB)

La technique de renforcement des sols par CB consiste à inclure verticalement dans le sol un matériau granulaire de type ballast afin d'obtenir un milieu " composite " dont les caractéristiques sont meilleures que le sol non traité. Les CB sont des inclusions souples permettant non seulement une augmentation de la capacité portante du sol de fondation et une réduction des tassements, mais aussi l'accélération du drainage vertical et de la consolidation du sol ainsi que la réduction du risque de liquéfaction en zones sismiques.

Les CB sont utilisées essentiellement sous les radiers et les dallages des bâtiments industriels dans des sols mous non organiques (sable limoneux, limon argileux, argile molle, ...) et dans des remblais anthropiques inertes. Elles sont généralement mises en œuvre par voie humide (vibro-substitution), ou par voie sèche (vibro-refoulement), ou encore par pilonnage (pieux de gravier). Le mode de mise en place des CB assure leur stabilité par le confinement latéral du sol qui doit présenter une étroitesse latérale suffisante.

Les techniques de mise en œuvre et le comportement mécanique des CB sont décrits et détaillés dans [Dhouib et Blondeau, 2005].

### 2.4.2 Inclusions rigides (IR)

Le système d'amélioration des sols par IR a pour objectif de transmettre le chargement à un substratum de meilleure qualité, alors que l'horizon compressible est lui aussi mis à contribution en reprenant une partie du chargement par l'interposition entre l'ouvrage et les inclusions d'une structure de transition simple : un matelas granulaire de transfert de charge (figure 2.23). Ce procédé en pleine explosion et évolution fait l'objet d'une recherche nationale au sein du projet national ASIRI-IREX.

En général, les IR sont simplement posées ou légèrement encastrées dans la couche porteuse vers laquelle on souhaite transmettre le chargement. Afin d'augmenter la proportion du chargement transmis vers les inclusions par le matelas granulaire, les inclusions peuvent être surmontées de dalles. A l'intérieur du matelas granulaire de transfert de charge se développent des mécanismes de cisaillement assurant la répartition du chargement sur les têtes des inclu-

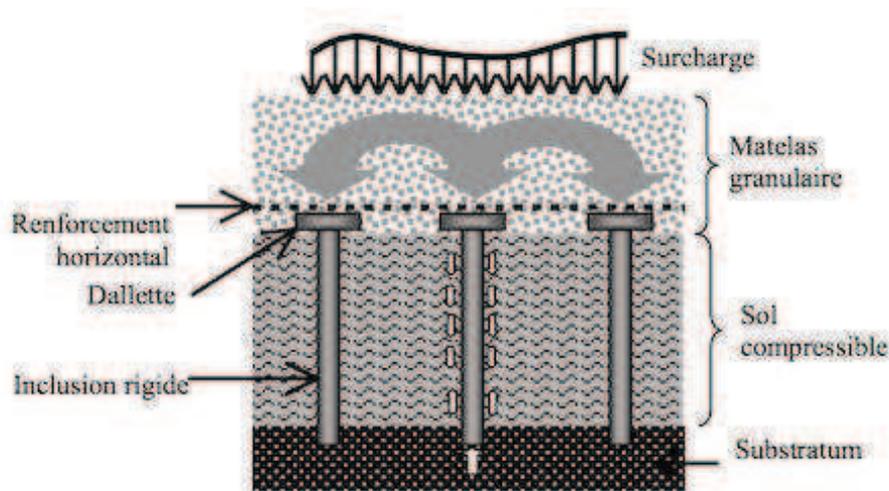


FIG. 2.23 – Schéma de principe du renforcement des sols par inclusions rigides.

sions et permettant ainsi l'allègement de la sollicitation appliquée à l'horizon compressible et la réduction des tassements absolus et différentiels. En outre, des renforts horizontaux de type géosynthétiques (géotextile de renforcement, géogrid) peuvent être montés sur les têtes des inclusions dans le matelas. L'intérêt de ce type de renforts réside dans l'augmentation de la proportion du chargement reporté aux inclusions par la mise en tension des nappes due à l'effet membrane.

De nombreux types d'inclusions rigides existent selon leurs natures, leurs modes de construction, etc. Nous les distinguons selon deux catégories :

- Inclusions préfabriquées, parmi lesquelles nous citons les pieux en bois, les pieux métalliques et les pieux en béton, etc. Elles sont mises en place par battage ou par fonçage. L'avantage des inclusions préfabriquées est la très bonne prédiction de leur rigidité ou module.
- Inclusions construites *in situ*, parmi lesquelles nous citons les pieux forés, les pieux battus tubés (pieux en béton armé), les pieux de type " Vibro Concrete Column " (VCC), les colonnes à module contrôlé, et les colonnes par mélange d'un liant avec le sol en place (le mixage au mélange chaux-ciment, " jet grouting ", etc). La rigidité de ces dernières est variable et dépend de la nature des liants ajoutés au sol en place et les propriétés du sol. Les techniques de réalisation sont détaillées dans [Briançon, 2002] et [Kempfert, 2003].

Les réseaux d'inclusions se composent principalement des maillages carrés ou rectangulaires. Ils sont caractérisés souvent par un entraxe entre inclusions de 1,7m à 2,5m, pour un diamètre moyen d'inclusions de 36cm, 32cm, voire 27cm.

Le matelas granulaire de transfert de charge est constitué de matériaux rapportés dits "nobles", comme des graves ou des ballasts. Il peut également faire l'objet d'un traitement à la chaux ou au ciment afin d'améliorer ses propriétés mécaniques ([Dano *et al.*, 2004]). La hauteur du matelas granulaire de transfert de charge se situe entre 0,1m et 0,9m.

Le renforcement des sols par IR verticales convient essentiellement aux remblais d'ouvrages

routiers et ferroviaires ainsi qu'aux fondations des constructions industrielles, des plateformes de stockage de type réservoirs ou silos, etc.

### 2.4.3 Colonnes à Module Mixte

#### 2.4.3.1 Généralités

Depuis peu, une nouvelle technique de renforcement des sols, nommée Colonnes à Module Mixte (CMM) ([Bustamante *et al.*, 2006]), a été développée au sein de l'entreprise *Keller Fondations Spéciales*. Une CMM se décompose en deux parties (figure 2.24) :

- En partie supérieure : une CB de l'ordre de 1,50m de hauteur;
- En partie inférieure : une IR exécutée par refoulement.

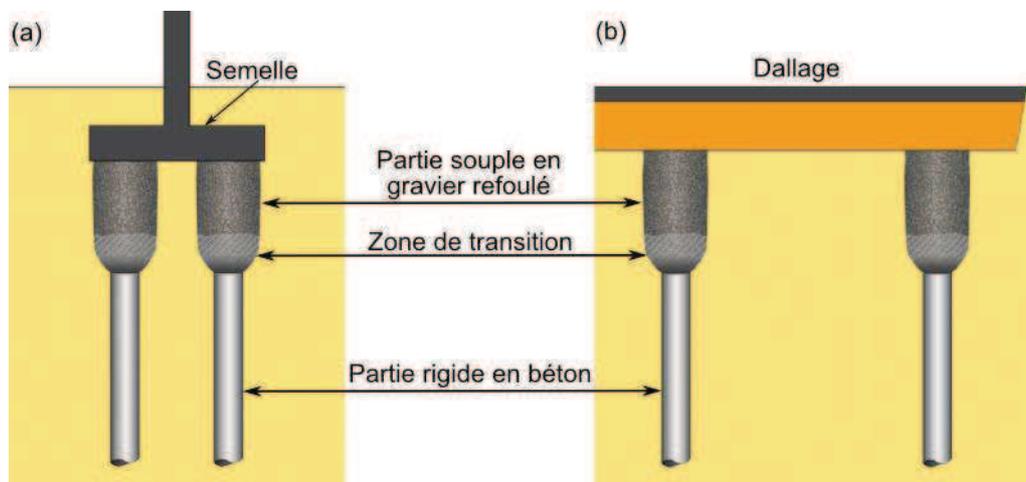


FIG. 2.24 – Schéma de principe du renforcement des sols par CMM sous fondations superficielles (a) et dallage (b) ([Bustamante *et al.*, 2006]).

Une zone de transition de l'ordre de 0,5m de hauteur relie les deux parties. Pour la partie supérieure, les prescriptions sur les matériaux d'apports relatifs aux CB sont applicables. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées. Elles doivent être de qualité et de granulométrie parfaitement contrôlées. La partie inférieure est constituée d'un béton prêt à l'emploi dont la composition courante est déterminée en fonction des matériaux localement disponibles (granulats et ciments) et des nécessités du dimensionnement. Généralement, les fondations consistent soit en des semelles superficielles, isolées ou filantes, radiers selon ouvrages, soit en des dallages reposant sur couche de forme qui fait fonction également de matelas de répartition. Dans le cas des dallages, le dimensionnement de la couche de forme est effectué en considérant les caractéristiques initiales du sol sans tenir compte d'une éventuelle amélioration due au renforcement par CMM. L'épaisseur totale de la couche de forme ne pourra pas être inférieure à 40cm. Afin d'être efficace, le procédé est mis en œuvre avec une maille inférieure ou égale à 9m<sup>2</sup>. La distance minimale entre deux colonnes est au moins égale à 3 fois le diamètre de la partie inférieure des CMM, avec un minimum d'un mètre.

Les CMM ont pour but d'améliorer les performances du sol de fondation d'ouvrages fondés superficiellement. En augmentant la capacité portante du sol et en réduisant sa compressibi-

lité, les CMM permettent l'économie de pieux et de planchers portés. De plus, elles peuvent également supprimer le phénomène de points durs dans les dallages.

L'un des intérêts primordiaux par rapport aux IR résiderait dans la reprise des efforts horizontaux et des moments sans réalisation de matelas granulaire intercalaire sous les semelles. En cas de sollicitations transverses horizontales, la partie supérieure en ballast plus déformable en interaction avec le sol en place se comporte comme une zone rotulée dissipative qui transmet moins d'énergie dans la superstructure par effet direct et moins d'énergie à la partie inférieure des CMM par effet inertiel.

Cette technique de renforcement des sols peut s'appliquer à tous les domaines de construction (bâtiments de logements, industriels et commerciaux, ouvrages génie civil, remblais routiers et ferroviaires, plateformes portuaire, ...). Le domaine d'application du procédé s'étend à l'ensemble des sols, y compris aux remblais et aux sols fortement organiques présents en profondeur au-delà de la partie supérieure en gravier.

#### 2.4.3.2 Mode de mise en œuvre

La mise en œuvre d'une CMM se décompose en deux phases (figure 2.25) : la réalisation de la partie inférieure rigide en phase 1 et la réalisation de la partie supérieure souple en phase 2. Une plateforme de travail peut être réalisée avant l'exécution des CMM et servir (*a posteriori*) le matelas de répartition complémentaire.

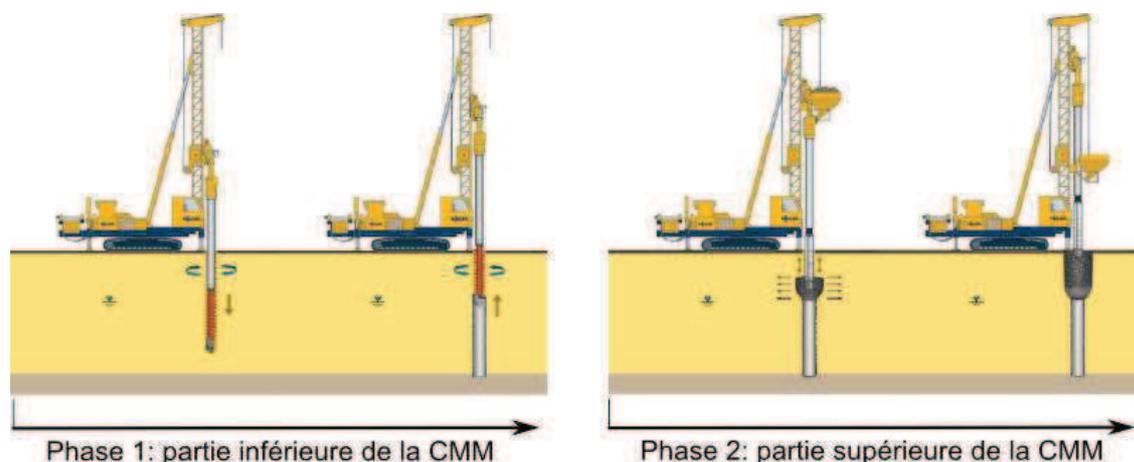


FIG. 2.25 – Principe de réalisation d'une CMM ([Bustamante et al., 2006]).

Dans la phase 1, à l'aide d'un outil à refoulement (tarière creuse, tube vibrofoncé à bout fermé, ...) monté sur porteur lourd, le forage est réalisé en petit diamètre jusqu'à la cote de dimensionnement. Le choix du diamètre de l'outil est déterminé en fonction des objectifs à atteindre. A l'arrivée de la profondeur finale, un béton de consistance adapté (ou éventuellement un mortier ou coulis) est incorporé par l'âme centrale de la vis en remontant l'outil. Le remplissage se termine à la cote voulue par contrôle du volume incorporé ou arrêt de coulage mécanique. Grâce au refoulement évitant l'extraction de la terre, ce procédé permet un bon frettage du terrain et n'entraîne pas de remontée significative de déblais.

Dans la phase 2, lorsque l'élément rigide est réalisé à la cote désirée, un vibreur muni d'un tube latéral amenant les matériaux à la pointe, est descendu jusqu'à un enfoncement d'environ

50cm (hauteur de la zone de transition) dans le béton frais de l'inclusion rigide. Ensuite, les granulats sont injectés, compactés et refoulés latéralement dans le sol par la pénétration du vibreur. La partie supérieure en gravier est exécutée ainsi par passes successives de 30cm à 50cm jusqu'au niveau de la plateforme de façon à constituer une colonne continue ayant un diamètre variable suivant la consistance des couches traversées.

### 2.4.3.3 Dimensionnement des CMM

Plusieurs mécanismes pour la transmission du chargement des CMM existent (figure 2.26a):

- La répartition de la pression appliquée à la base de la semelle ou de la couche de forme entre le sol et la partie supérieure des CMM ;
- La transmission du chargement aux têtes des inclusions rigides ;
- Le report progressif des efforts du sol environnant sur les inclusions rigides par frottement négatif jusqu'au point neutre.

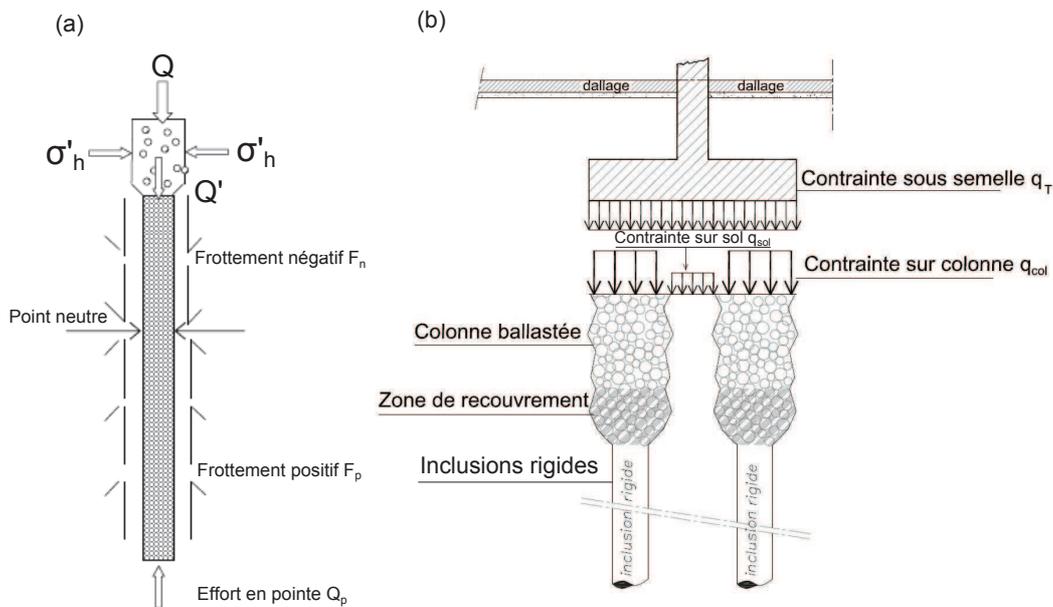


FIG. 2.26 – Principe de dimensionnement des CMM: (a) transfert de charge vers la CMM (b) répartition des contraintes entre le sol et les colonnes en gravier ([Bustamante et al., 2006]).

Les méthodes de dimensionnement des CMM doivent permettre, d'une part, de déterminer la répartition de la contrainte totale  $q_T$  entre le sol ( $q_{sol}$ ) et les CMM ( $q_{col}$ ), d'autre part, d'évaluer le tassement des fondations superficielles ou dallages (figure 2.26b) afin de vérifier les critères de rupture suivants:

- Les contraintes sur les têtes des colonnes et au niveau du sol restent dans le domaine de validité ;
- La contrainte intrinsèque admissible dans les inclusions rigides n'est pas dépassée ;
- Le tassement reste admissible pour l'ouvrage.

Les méthodes de dimensionnement destinées respectivement aux CB (méthode de Priebe [Priebe, 1995]) et aux IR (méthode de Combarieu [Combarieu, 1988]) sont employées avec les hypothèses appropriées au cas des CMM.

Avec la méthode de Combarieu, la partie supérieure des CMM est considérée comme un matelas de transfert de charge ayant la même épaisseur. Les propriétés de ce matelas sont obtenues par la méthode d'homogénéisation de manière à le traiter en tant qu'un milieu homogène équivalent tout en restant du côté de la sécurité. La répartition de la contrainte et le tassement sur la hauteur de la colonne ballastée sont calculés par la méthode de Priebe. Le tassement des fondations est obtenu par l'addition du tassement de la partie supérieure en colonne ballastée et de celui en tête de l'inclusion rigide.

#### 2.4.4 Comportement sismique des inclusions rigides

Le comportement des IR se réfère dans un premier temps à celui des pieux. Dans le cas d'un événement sismique, le pieu est soumis aux deux types de sollicitations générées respectivement par l'interaction cinématique et l'interaction inertielle, qui se superposent dans le système sol-pieux-superstructure.

L'interaction cinématique concerne le pieu soumis à une sollicitation provenant du mouvement du sol induit par la propagation d'ondes sismiques en champ libre. Il est à noter que, lors de la présence de plusieurs couches de sol ayant différents modules de cisaillement, l'effet cinématique peut s'avérer particulièrement important au niveau de leurs interfaces. Des approches analytiques ont été proposées par de nombreux auteurs ([Margason, 1975], [Dobry et O'Rourke, 1983], [Gazetas, 1984], ou encore [Nikolaou *et al.*, 2001]) permettant d'évaluer les déformations du pieu en fonction de la déformée du sol en champ libre. Etant simples à utiliser et prenant en compte divers paramètres, ces approches analytiques ont des domaines d'application très limités, dans lesquels les analyses sont réalisées dans le domaine fréquentiel pour des propagations d'ondes unidirectionnelles.

L'interaction inertielle consiste à étudier la réponse du système sol-pieu soumis à une charge dynamique appliquée à la tête du pieu, induite par la superstructure mise en mouvement par l'interaction cinématique. Dans la plupart des cas, l'interaction inertielle a une prédominance vis-à-vis de l'interaction cinématique sur le comportement du système sol-pieux-superstructure. Les modèles analytiques pour l'étude de l'interaction inertielle consistent très souvent à simuler l'interface sol-pieu par une série de ressorts (modèle de Winkler) et amortisseurs. Ces modèles ont été développés progressivement par différents auteurs. [Novak et Aboul-Ella, 1978] ont proposé un modèle composé d'un ressort de module complexe fonction de la fréquence. Il ne tient compte que du comportement linéaire. Ensuite, le modèle de Matlock a été développé avec un ressort non linéaire et un amortisseur linéaire indépendants de la fréquence. Diverses variantes de ressorts et amortisseurs ont été introduites par [Nogami, 1991], [El-Naggar et Novak, 1996] et [Boulangier *et al.*, 1999] dans leurs modèles analytiques afin d'améliorer la performance des modèles en rapprochant le comportement réel.

Outre les approches analytiques, un grand nombre d'études expérimentales (en vraie grandeur et sur modèles réduits) et numériques (2D et 3D) ont été réalisées sur l'interaction sol-pieux-superstructure. Les modélisations physiques de l'interaction inertielle sont réalisées soit par impact ([Bonab, 2003]), soit par vibration forcée de la tête du pieu. Beaucoup d'essais ont visé à étudier simultanément l'interaction inertielle et cinématique ([Wilson, 1998], [Meymand, 1998])

en simulant un séisme sur une structure fondée sur pieux.

En plus de l'effet couplé, [Chenaf, 2007] a examiné séparément l'effet inertiel et cinématique à l'aide des essais sur modèles réduits centrifugés. Les modélisations numériques en 2D et 3D de l'interaction dynamique sol-pieux-structure sous séisme par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies ont fait l'objet de beaucoup de travaux de recherche. Bien que les modélisations numériques soient souvent très coûteuses du fait de la longueur des temps de calcul, leur avantage principal réside dans le fait qu'elles permettent d'inclure des lois de comportement adaptées au sol et de prendre en compte différentes configurations géométriques.

Dans le cas des IR sous sollicitation sismique, leur comportement sous effet cinématique s'avère identique à celui des pieux. La différence de leur comportement sous chargement sismique réside dans l'effet inertiel. Les efforts d'inertie engendrés par la structure sont transmis aux pieux par le biais de leurs têtes encastrées dans la structure. La présence du matelas granulaire de transfert de charge dans le cas des IR, ou de la partie supérieure souple dans le cas des CMM, conduit à une transmission indirecte des efforts d'inertie vers les IR. La charge dynamique réellement appliquée aux têtes des IR est ainsi réduite en traversant cette zone de dissipation d'énergie entre la structure et les éléments rigides.

L'étude du comportement sismique du système complexe de l'amélioration de sol par inclusion rigide, surtout celle du rôle du matelas granulaire de transfert de charge, a fait l'objet de très peu de travaux de recherche.

Le concept a été initialisé par [Pecker et Teyssandier, 1998] pour la construction du pont de Rion-Antirion dans une alluvion de faible résistance en zone sismique. [Mayoral *et al.*, 2006] ont réalisé une étude sur l'interaction cinématique du système sol-inclusions-matelas à l'aide d'une modélisation numérique en 2D d'une inclusion isolée dans l'argile soumise à une sollicitation sismique. Les auteurs montrent que la présence de l'inclusion avec le matelas permet de réduire de 17% l'accélération en surface du massif de sol par rapport au champ libre, alors que cette valeur n'atteint que 1% lorsque l'inclusion est mise en place sans matelas. L'effet de groupe pour les IR a été examiné par [Rangel-Nunez *et al.*, 2006]. Un groupe d'IR avec le matelas granulaire a été modélisé numériquement en 2D dans un sol mou sous chargements sismiques. L'accélération en surface libre du massif de sol diminue lorsque l'entraxe des inclusions augmente pour les périodes ne dépassant pas 1,5s, alors que la tendance est inversée pour les périodes plus longues. L'effet de l'encastrement en tête et en pied des inclusions a été aussi mis en évidence. Pour les courtes périodes, l'encastrement des pieds des inclusions génère une augmentation d'accélération en surface libre.

Dans la thèse de [Hatem, 2009], une étude numérique en 3D a été effectuée sur l'effet cinématique et l'effet couplé cinématique et inertiel dans le sol renforcé par des IR avec le matelas granulaire. Un groupe de quatre inclusions ( $2 \times 2$ ) reposant sur une base rigide surmontée d'une couche d'argile a été modélisé (figure 2.27). Une semelle est encastrée dans le matelas granulaire. La superstructure est modélisée par une masse de  $1000kN$  fixée rigidement sur la semelle via une colonne pour l'étude de l'interaction couplée cinématique et inertielle. Le chargement sismique appliqué à la base du massif de sol est modélisé par l'enregistrement du séisme de Tabas en Iran (figure 2.28). L'étude paramétrique a permis d'évaluer l'influence de nombreux facteurs sur le comportement des IR.

Les analyses de l'effet cinématique montrent l'amplification importante des réponses en surface libre et aux têtes des inclusions. L'effet de groupe positif est observé avec une réduction des

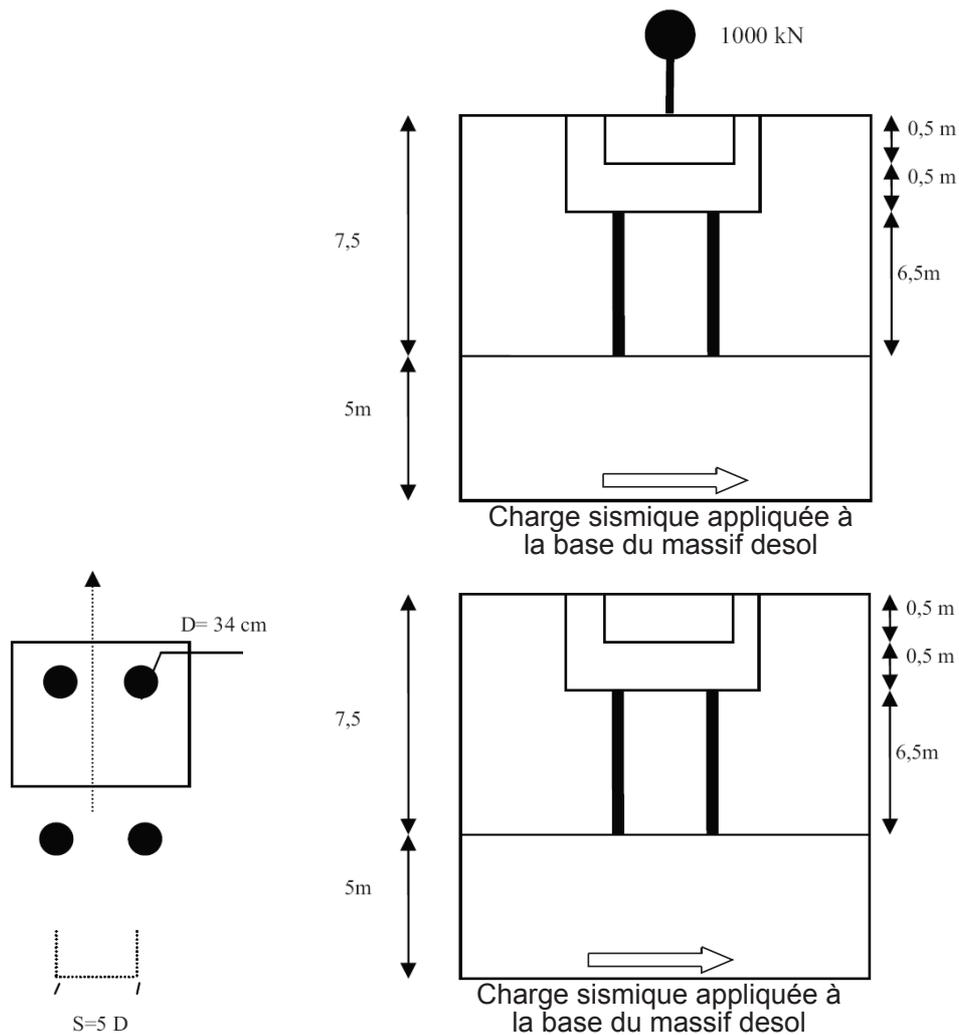


FIG. 2.27 – Configuration des modèles numériques d'un groupe de quatre IR sous chargement sismique ([Hatem, 2009]).

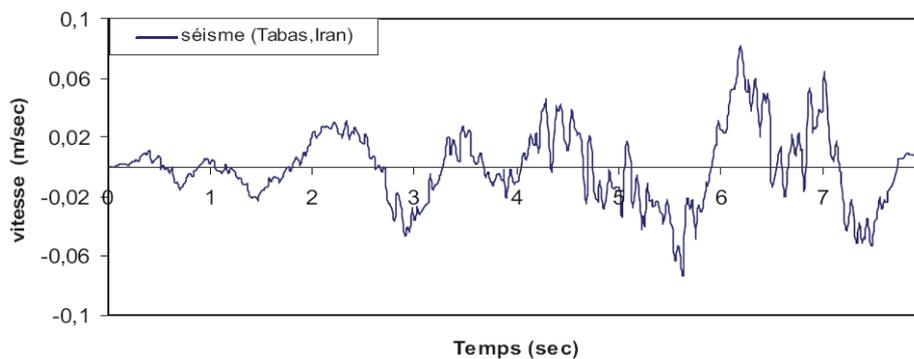


FIG. 2.28 – Enregistrement du séisme de Tabas en Iran ([Hatem, 2009]).

efforts internes des inclusions qui atteint 20% pour le moment fléchissant par rapport à une inclusion isolée (figure 2.29). L'augmentation de l'épaisseur du matelas permet également une diminution du moment fléchissant dans les inclusions (figure 2.30).

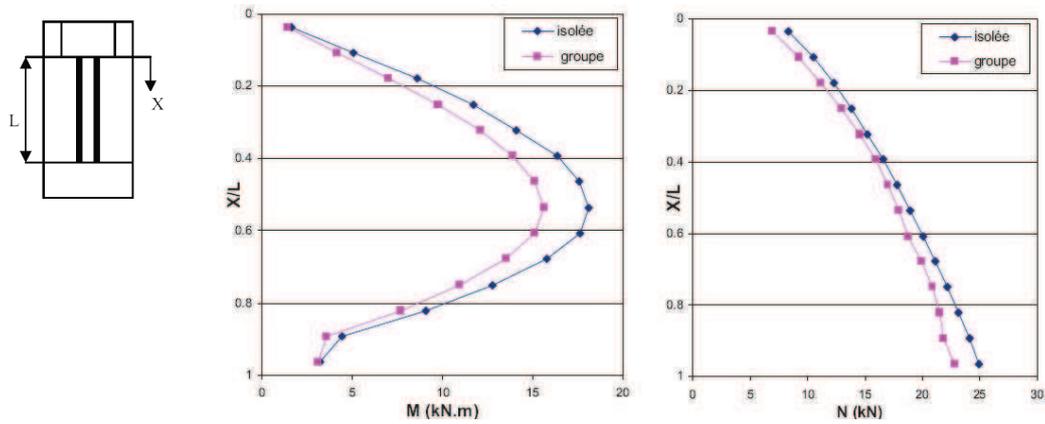


FIG. 2.29 – Effet de groupe sur l'enveloppe des efforts internes des inclusions ([Hatem, 2009]).

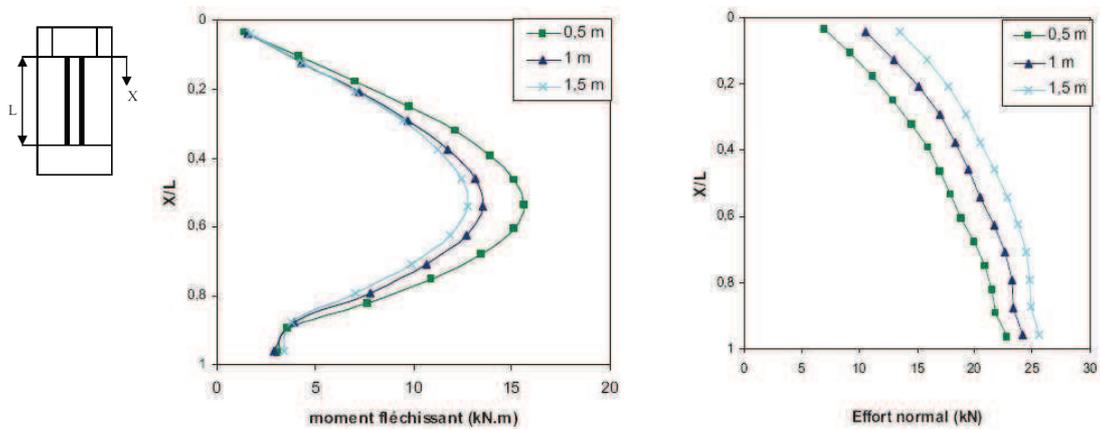


FIG. 2.30 – Effet de l'épaisseur du matelas sur l'enveloppe des efforts internes des inclusions ([Hatem, 2009]).

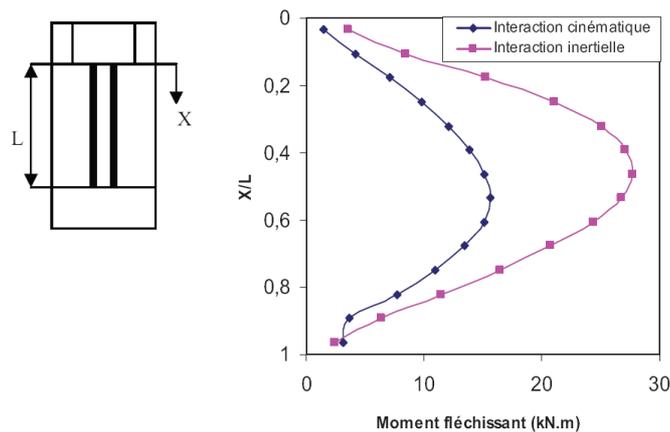


FIG. 2.31 – Influence de la présence de la structure sur l'enveloppe du moment fléchissant dans les inclusions ([Hatem, 2009]).

Les analyses de l'interaction couplée cinématique et inertielle mettent en évidence l'influence très importante de l'effet inertiel sur les réponses des inclusions avec, par exemple, un moment fléchissant deux fois plus grand que celui mobilisé par l'interaction cinématique (figure 2.31). Le matelas joue un rôle important dans la transmission des efforts inertiels vers les inclu-

sions. Plus il est épais, moins les efforts inertiels sont transmis aux inclusions. L'influence des propriétés des matériaux a été évaluée sur les efforts internes des inclusions. La comparaison entre le système du sol renforcé par les IR et un groupe de pieux démontre l'efficacité du matelas granulaire pour la dissipation d'énergie sous effet inertiel (figure 2.32). Finalement, une première analyse sur les CMM permet d'apercevoir la légère différence de comportement entre les CMM et les IR (figure 2.33).

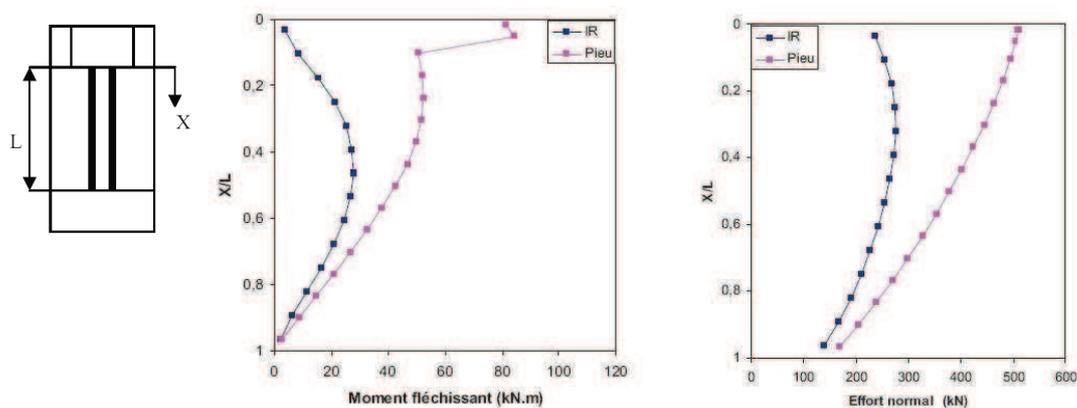


FIG. 2.32 – Comparaison de l'enveloppe des efforts internes entre les IR et un groupe de pieux ([Hatem, 2009]).

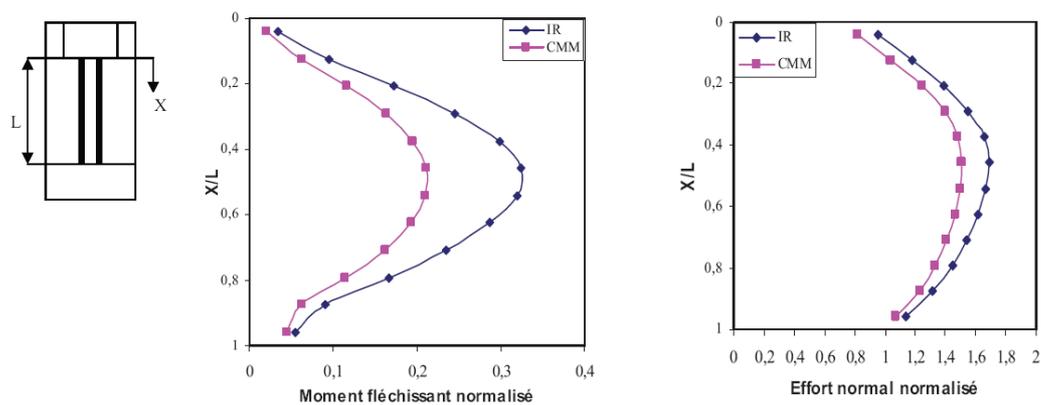


FIG. 2.33 – Comparaison de l'enveloppe des efforts internes entre les IR et les CMM ([Hatem, 2009]).

## 2.5 Conclusion

La présente étude bibliographique donne un aperçu global du problème de l'interaction sol-structure ainsi que les diverses méthodes pour le traiter. Le développement de la nouvelle méthode basée sur le concept de macro-élément a suscité des études expérimentales pour la validation du modèle. Nous remarquons, à travers l'état de l'art, que les expérimentations ont été réalisées soit sous chargement cyclique quasi-statique appliqué directement à la fondation, soit sous chargement dynamique imposé sur la base du massif de sol par un enregistrement sismique.

Dans la suite, nous présentons dans un premier temps nos travaux sur le développement d'un

nouvel outil de modélisation physique en semi grandeur sous gravité normale afin d'appliquer à une fondation superficielle ancrée dans un massif de sable des chargements cycliques avec des fréquences de l'ordre de  $1Hz$  à  $2Hz$  qui peuvent être considérés comme chargement dynamique.

Nous aborderons dans un second temps le problème de l'interaction sol-structure en présence d'un sol renforcé par des solutions de type inclusions rigides. Bien que l'étude sur l'interaction sol-pieux-structure soit abondante dans la littérature, très peu de travaux de recherche ont porté sur la transmission des efforts inertiels aux inclusions rigides à travers le matelas granulaire de transfert de charge. A l'aide d'une modélisation numérique en 3D, [Hatem, 2009] a illustré le rôle dissipatif du matelas sous chargement sismique. La présence du matelas permet de réduire significativement les efforts transmis aux inclusions vis-à-vis des pieux encastres en tête dans la structure. Ainsi les efforts horizontaux appliqués aux inclusions rigides sont diminués. Nous présenterons nos propres travaux de recherche, à la fois expérimentaux et numériques sur l'efficacité de la partie supérieure souple des CMM pour la dissipation d'énergie sous effet inertiel. La comparaison sera effectuée avec le matelas granulaire des IR.



## 3.1 Conditions de similitude en géotechnique

### 3.1.1 Principes de similitude

Dans le domaine géotechnique, deux approches sont utilisées pour étudier les problèmes d'un point de vue expérimental : instrumentation des ouvrages réels et essai sur modèles réduits. L'instrumentation d'un ouvrage de grandeur réelle permet de valider des résultats et des méthodes de dimensionnement ainsi que le calage des modèles numériques sur ces résultats expérimentaux. Pourtant, cette démarche demeure coûteuse et très longue. C'est pourquoi nous construisons la plupart du temps des modèles réduits en laboratoire. Les expériences sur modèles réduits sont pratiquées depuis très longtemps et dans des conditions satisfaisantes. Ces essais ne présentent pas les difficultés et les limites des expériences sur ouvrages réels, mais le fait de réaliser un modèle de taille réduite induit souvent des problèmes de similitude. Le modèle réduit doit en effet satisfaire certaines conditions pour que son comportement mécanique soit transposable à celui de l'ouvrage en vraie grandeur.

Le système à étudier est caractérisé par un certain nombre de variables  $x_i$  de différentes dimensions (longueur, masse, temps, ...). Les facteurs d'échelle  $x_i^*$  traduisent les rapports entre la valeur  $x_i$  du modèle réduit et celle correspondante  $x_i'$  du prototype en vraie grandeur.

$$x_i^* = \frac{x_i}{x_i'} \quad (3.1)$$

Les conditions de similitude s'expriment par des relations entre ces facteurs qui régissent les phénomènes physiques ([Garnier, 1995], [Garnier *et al.*, 2007]). Nous disposons de deux méthodes pour obtenir ces relations de similitude. Lorsque les relations physiques entre les variables sont connues, les conditions de similitude s'obtiennent en écrivant que ces équations

restent formellement identiques pour le modèle réduit et le prototype. Néanmoins, dans le domaine géotechnique, les lois de comportement, et donc les relations entre les variables sont souvent inconnues. Dans ce cas, nous recourons à l'analyse dimensionnelle.

Il est essentiel de respecter au mieux les conditions de similitude pour que le comportement du modèle réduit représente aussi fidèlement que possible le comportement du prototype. Fréquemment, il est très difficile de respecter simultanément l'ensemble de ces conditions, ce qui oblige les expérimentateurs à se contenter d'une similitude élargie [Niemann, 1995].

### 3.1.2 Méthode des équations de départ

Tout système physique obéit aux équations indéfinies d'équilibre de la mécanique des milieux continus. Dans l'hypothèse des petites déformations, elles s'écrivent :

$$\sum_j \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho [g_i + \frac{d^2 \xi_i}{dt^2}] = 0 \quad (3.2)$$

où

$x_j$ : coordonnées,

$\sigma_{ij}$ : composantes du tenseur de contrainte,

$\xi_i$ : composantes du vecteur de déplacement,

$g_i$ : composantes du vecteur d'accélération gravitationnelle,

$\rho$ : masse volumique,

$t$ : temps.

Cette équation doit être satisfaite par les variables du modèle réduit et du prototype, avec  $x_i^* = x_i/x'_i$ . En y substituant  $x_i$  par  $x_i^* x'_i$ , nous obtenons l'équation suivante :

$$\frac{\sigma^*}{L^*} \sum_j \frac{\partial \sigma'_{ij}}{\partial x'_j} + \rho^* \rho' [g^* g'_i + \frac{\xi^*}{t'^2} \frac{d^2 \xi'_i}{dt'^2}] = 0 \quad (3.3)$$

sachant que le facteur d'échelle sur les coordonnées est le même que celui appliqué sur les longueurs  $L^*$ . Ainsi, pour que le modèle réduit ait le même comportement mécanique que le prototype, il faut que les équations (3.2) et (3.3) soient formellement identiques, ce qui conduit aux conditions de similitude suivantes :

$$\sigma^* = \rho^* g^* L^* \quad (3.4)$$

$$\xi^* = g^* t'^2 \quad (3.5)$$

### 3.1.3 Analyse dimensionnelle

Fourier (1807) a démontré que tous les membres d'une équation physique doivent avoir la même dimension. Ceci implique que les relations entre les variables physiques décrivant un système ne peuvent pas être quelconques. Vaschy (1892) a analysé les conditions qui déterminent la relation que doivent adopter ces variables pour être indépendantes du système d'unités :

*Si la variable  $X$  est fonction de  $n$  variables  $x_i$ , soit  $X = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ , il existe  $q$  relations ( $q < n$ ) entre les  $n$  facteurs d'échelle  $x_i^*$ . La relation  $f$  peut alors être remplacée par une fonction  $F$  de  $q$  variables sans dimension, combinaisons des  $n$  grandeurs physiques  $x_i$ .*

Les  $q$  relations entre les facteurs d'échelle  $x_i^*$ , s'écrivent sous forme de produits de fonction puissance :

$$\pi(x_i^*) = \frac{x_i^*}{x_1^{*\alpha} x_2^{*\beta} x_3^{*\gamma} \dots} \quad (3.6)$$

Les exposants  $\alpha, \beta, \gamma, \dots$  sont calculés de manière à rendre les nombres  $\pi$  adimensionnels. Nous obtenons ainsi les relations entre les facteurs d'échelle traduisant la similitude à respecter par le modèle réduit.

La méthode de l'analyse dimensionnelle appliquée aux six variables intervenant dans l'équation (3.2), permet de retrouver les deux équations (3.4) et (3.5) auxquelles s'en ajoute une troisième sur les déplacements:

$$\xi^* = L^* \quad \text{donc} \quad \epsilon^* = 1 \quad (3.7)$$

Les échelles de longueurs et de déplacements sont alors égales. Les déformations  $\epsilon$  sur le modèle réduit et sur le prototype sont les mêmes.

Dans la pratique, cette troisième condition doit être respectée dans le cas de grands déplacements, lorsque les déplacements ne peuvent pas être négligés par rapport aux dimensions [Mandel, 1962]. C'est par exemple le cas pour les études sur les charges limites ou sur les mécanismes de rupture.

### 3.1.4 Application aux modèles réduits en géotechnique

En mécanique des sols, une particularité réside dans le fait que leur comportement est étroitement lié au niveau de contraintes auxquelles ils sont soumis. Un sable à une densité donnée peut, par exemple, se révéler dilatant sous faibles contraintes mais contractant sous fortes contraintes. L'effet de l'état des contraintes peut également se traduire par des phénomènes qualitativement différents conduisant à des changements des mécanismes de rupture [Dubreucq *et al.*, 1995]. Une première condition nécessaire à la réalisation de modélisations physiques réalistes est donc le respect du niveau de contrainte, d'où:

$$\sigma^* = 1 \quad (3.8)$$

Par ailleurs, faute de matériaux équivalents ayant les mêmes propriétés rhéologiques, nous sommes le plus souvent contraints d'utiliser des sols réels, d'où :

$$\rho^* = 1 \quad (3.9)$$

Le respect simultané des relations (3.4), (3.8) et (3.9) conduit finalement à :

$$g^* = \frac{1}{L^*} \quad (3.10)$$

Si nous appliquons un coefficient de réduction  $n$  ( $L^* = 1/n$ ) sur les longueurs, la condition imposant la similitude sur les contraintes implique que le modèle réduit doit être testé sous une accélération  $n$  fois plus grande que celle de la gravité ( $g^* = n$ ).

Différentes méthodes ont été envisagées pour produire ces champs de macrogravité comme les tables à chocs, les masses additionnelles, les tables à frottement, la méthode du gradient hydraulique ou la centrifugation. Cette dernière s'est nettement imposée comme une des méthodes de modélisation physique majeures. Il existe actuellement plus d'une centaine de centrifugeuses au monde. En France, celle du *LCPC* de *Nantes* (actuellement *IFSTTAR Nantes*) est spécifiquement conçue pour les applications géotechniques, avec des développements en dynamique. Néanmoins, hormis l'équipement coûteux, la taille des modèles centrifugés ne permet pas de représenter correctement les phénomènes d'endommagement dans les structures elles-mêmes, en particulier lorsqu'elles sont en béton armé.

Dans le cadre de cette thèse, une possibilité pour simuler les forces de masse a été étudiée dans la chambre d'étalonnage du *Laboratoire 3S-R*. Il s'agit de la pressurisation du massif de sol pour compenser le non-respect du niveau de contraintes dans le modèle.

Lorsque les modèles sont testés sous gravité normale avec des sols réels, la condition (3.4) devient :

$$\sigma^* = L^* \quad (3.11)$$

Dans ce cas, le niveau de contraintes n'étant plus respecté, des effets d'échelle peuvent se manifester. Les facteurs d'échelle à respecter pour des modèles sous gravité normale sont récapitulés dans le tableau 3.1.

Les différentes règles de similitude à respecter selon le type d'application que nous souhaitons en géotechnique ont fait l'objet d'un travail très complet dans le cadre du *Technical Committee n°2 (TC104)* de la Société Internationale de Mécanique des Sols et des Fondations ISSMFE.

### 3.1.5 Conclusions

Cette analyse des conditions de similitude permet de clarifier le contexte des études expérimentales. D'après [Yan et Byrne, 1989], les modélisations physiques du système sol-structure

TAB. 3.1 – *Facteurs d'échelle pour des modèles sous gravité normale*

Grandeurs physiques	Facteurs d'échelle
Masse volumique	$\rho^* = 1$
Longueur	$L^* = 1/n$
Déplacement	$\xi^* = 1/n$
Déformation	$\varepsilon^* = 1$
Contrainte	$\sigma^* = 1/n$
Force	$F^* = 1/n^3$
Temps dynamique	$t^* = 1/\sqrt{n}$
Fréquence	$f^* = \sqrt{n}$
Accélération	$a^* = 1$

sont généralement réalisées pour une ou plusieurs raisons suivantes :

1. Etudier directement le comportement du prototype. Dans ce cas, l'ensemble des conditions de similitude doit être satisfait. Pourtant, il est très souvent impossible de respecter complètement ces conditions.
2. Etudier les mécanismes de rupture. Dans ce cas, le prototype n'est pas modélisé en détail.
3. Fournir une base de données des réponses du système sol-structure sous contraintes réelles du prototype pour que les méthodes d'analyse puissent être évaluées. Là encore, le prototype n'est pas directement simulé.
4. Réaliser des études paramétriques et ajuster les modèles numériques pour caler une démarche ou un outil numérique.

Les expériences effectuées pour les raisons 2 et 3 sont considérées comme les moins controversées et les plus significatives. Les modèles physiques réalisés au laboratoire sous gravité normale ne sont pas les modèles réduits au sens strict des lois de similitude. Les objectifs principaux de tels modèles sont d'observer des phénomènes physiques propres à l'interaction sol-structure et sol-inclusion.

## 3.2 Méthodologie expérimentale

L'objectif de notre étude est de réaliser la modélisation physique de l'interaction dynamique sol-fondation superficielle dans la chambre d'étalonnage au laboratoire sous gravité normale. Le modèle physique d'une fondation superficielle encastrée dans un massif de sable est soumis à des chargements horizontaux cycliques dynamiques. La charge verticale reste constante pour chaque amplitude des chargements horizontaux. Cette modélisation physique permet de réaliser une étude paramétrique et d'ajuster les modèles numériques pour caler une démarche ou un outil numérique. Elle permet également d'examiner la possibilité de simuler les forces de masse par la pressurisation du massif de sol dans la chambre d'étalonnage afin d'étudier les phénomènes d'endommagement dans les structures en béton armé.

### 3.2.1 Présentation du modèle physique

Dans le cadre de la thèse, le système sol-fondation est décrit par une fondation superficielle encastrée dans un massif de sol. Pour notre modèle physique, la fondation superficielle est modélisée par une semelle carrée avec un poteau encastré pour simuler la superstructure. Bien que l'application des efforts vertical  $V$  et horizontal  $H$  à la tête du poteau représente mieux le cas réel de l'interaction sol-structure, les difficultés liées au système mécanique permettant le couplage des efforts vertical et horizontal ont conduit à appliquer la charge verticale au niveau de la fondation (figure 3.1). La charge verticale qui reste constante pendant chaque essai se répartit sur la fondation à travers la couche de sol d'encastrement. Ainsi, nous négligeons le moment provoqué par l'effort vertical lors de la rotation de la semelle qui crée une distance excentrique. Une charge horizontale dynamique d'une forme cyclique est transmise à la fondation. Le point d'application de la charge horizontale se situe à un niveau légèrement plus bas que la partie supérieure du poteau. Sa position ne varie quasiment pas pendant toutes les campagnes d'essais. Afin de compenser le non-respect du niveau de contraintes dans le sol du modèle physique sous gravité normale, une pression  $p$  est appliquée sur la surface du massif de sol. Cette pressurisation permet d'une part d'obtenir des rigidités d'interaction sol-fondation correspondant à un niveau de contrainte proche de la réalité, d'autre part d'engendrer dans la structure (le poteau) des contraintes permettant d'étudier son endommagement éventuel. Les chargements appliqués au modèle ont été variés systématiquement tout au long des expérimentations.

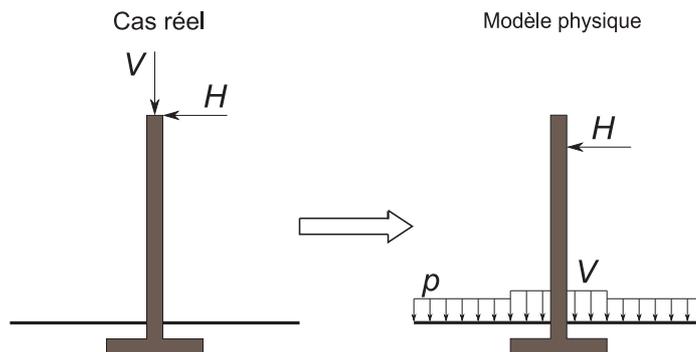


FIG. 3.1 – Schéma de principe du système sol-fondation soumis à un chargement vertical et un chargement horizontal

### 3.2.2 Dispositif expérimental

#### 3.2.2.1 Réalisation du modèle expérimental

Le modèle expérimental a été réalisé dans la chambre d'étalonnage du *Laboratoire 3S-R* qui permet d'effectuer les divers chargements mentionnés ci-dessus. Etant remplie de sable, la chambre d'étalonnage permet la pressurisation du massif de sol et l'application de l'effort vertical sur la fondation encastrée dans le sable par les membranes remplies d'eau à pression connue à l'aide d'un système hydraulique. Un système mécanique qui peut être fixé sur le bord de la chambre a été conçu pour supporter le vérin qui transmet l'effort horizontal. Nous nous en servons aussi comme bâti de réaction au cours des essais. Un système de rotule-glissière est monté entre la sortie du vérin et le poteau de la fondation par l'assemblage des différentes pièces mécaniques afin de permettre les libres tassement et rotation de la fondation. Deux rails

installés sur le bâti de réaction servent au guidage du mouvement horizontal du vérin et à la reprise des efforts verticaux parasites entraînés par la rotation de la fondation. Les mesures ont été enregistrées par divers capteurs placés dans le sol et sur la fondation et son poteau via le système d'acquisition des données. Nous détaillons chacun des éléments du dispositif expérimental dans les paragraphes suivants. La figure 3.2 donne le schéma de principe de la réalisation du modèle expérimental.

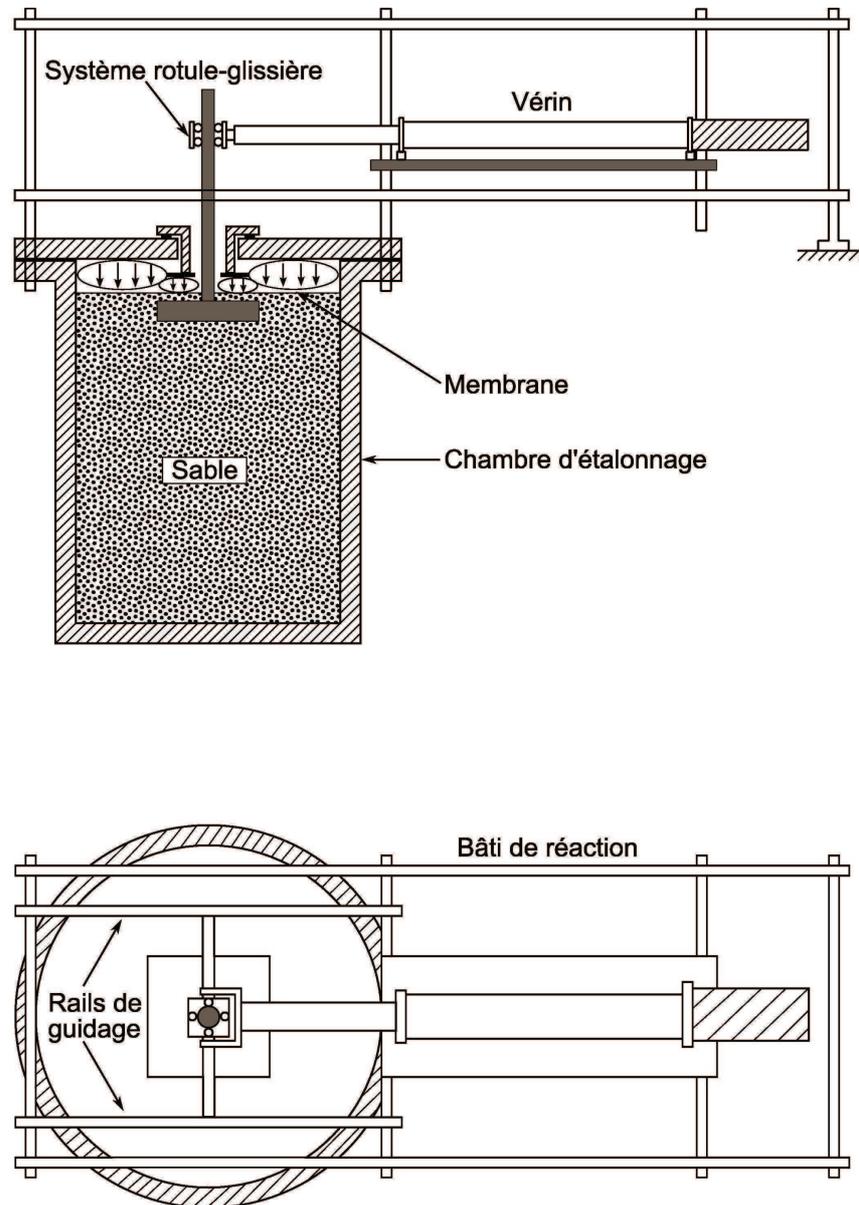


FIG. 3.2 – Schéma de principe de la réalisation du modèle expérimental

### 3.2.2.2 Chambre d'étalonnage et système de mise en pression

Les chambres d'étalonnage sont des cuves rigides de grande dimension, normalement de forme cylindrique, capables de contenir des grands échantillons de sol. Leurs dimensions varient mais sont généralement comprises entre 0,5m à 2,1m de diamètre interne et entre 0,8m et 2,9m de profondeur. Les chambres d'étalonnage ont été développées, comme l'indique l'appellation,

pour étalonner la réponse des appareils de reconnaissance dans un matériau aux paramètres connus. Cependant, comme outil d'expérimentation, les chambres sont également très utilisées puisqu'elles permettent de simuler les conditions de confinement d'un massif de sol *in situ*. Des membranes montées à l'intérieur des parois horizontales et latérales permettent d'appliquer des contraintes verticales et horizontales différentes au sol. De cette manière, nous pouvons reproduire les conditions réelles du sol à une certaine profondeur en imposant une des combinaisons de conditions aux limites montrées dans la figure 3.3.

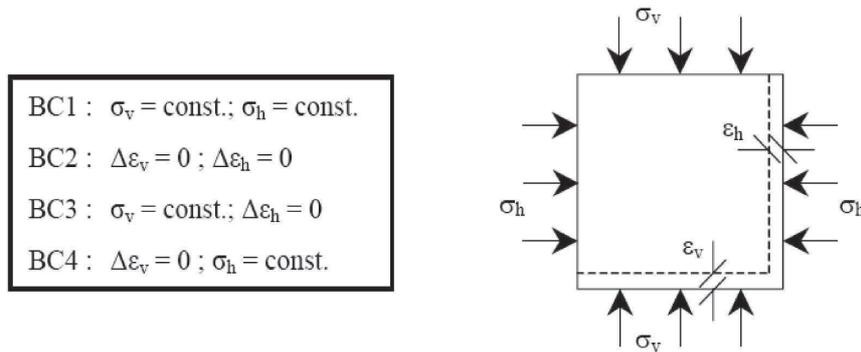


FIG. 3.3 – Conditions aux limites appliquées en chambre d'étalonnage

La chambre d'étalonnage du *Laboratoire 3S-R* (figure 3.4) est une cuve formée de trois cerces métalliques de 1,2m de diamètre et de 0,5m de hauteur ([Mokrani, 1988], [Foray, 1991]). Ces cerces sont assemblées entre elles par des brides de façon à former une cuve de 1,5m de profondeur dont les extrémités sont fermées avec deux plateaux circulaires rigides. L'étanchéité entre les cerces est assurée par des « O-rings » en caoutchouc. Un orifice de 20cm de diamètre au centre du plateau circulaire supérieur permet le passage du modèle physique. Ce plateau supérieur peut être enlevé lors du remplissage ou pour permettre d'étudier un massif à surface libre. Dans le plateau inférieur, il y a trois orifices dont deux servent à attacher un serpentin afin de saturer le massif et un est utilisé lors de l'installation du capteur de pression interstitielle. Le serpentin est alimenté par ses deux extrémités et percé de manière régulière afin d'assurer une répartition homogène de l'eau sur la surface inférieure du massif. Pour éviter que l'alimentation en eau soit colmatée par des grains de sable, un tapis en géotextile est posé sur le serpentin.

Une membrane en néoprène, que nous pouvons remplir d'eau à pression connue, est fixée autour de l'intérieur de chaque cerce et permet ainsi d'appliquer une contrainte latérale au massif. Deux membranes horizontales avec les trous centraux de 20cm de diamètre sont également montées sur la base de la cuve et sous le plateau supérieur de façon à pouvoir appliquer une contrainte verticale. Avec les membranes latérales ainsi que les membranes supérieure et inférieure, les quatre conditions aux limites classiques appliquées en chambre d'étalonnage sont reproduites (figure 3.3). L'originalité de la chambre est sa capacité d'imposer des conditions aux limites latérales réglées par un système d'asservissement grâce à l'utilisation d'un servo-vérin pour alimenter les membranes latérales. Pour des conditions de  $\Delta\varepsilon_h = 0$ , le vérin est maintenu en position fixe et, pour des conditions  $\Delta\sigma_h = 0$ , la pression du servo-vérin est gardée constante. Mais nous pouvons également piloter le vérin par le logiciel afin d'imposer des conditions aux limites définies par une relation du type  $\Delta\sigma_h = f(\Delta V)$ . [Mokrani, 1988] a imposé une condition latérale de  $\Delta P/(\Delta V/V_0) = \text{constante}$ .

Pour notre étude, des conditions aux limites BC3 (parois rigides) ont été choisies et la mem-

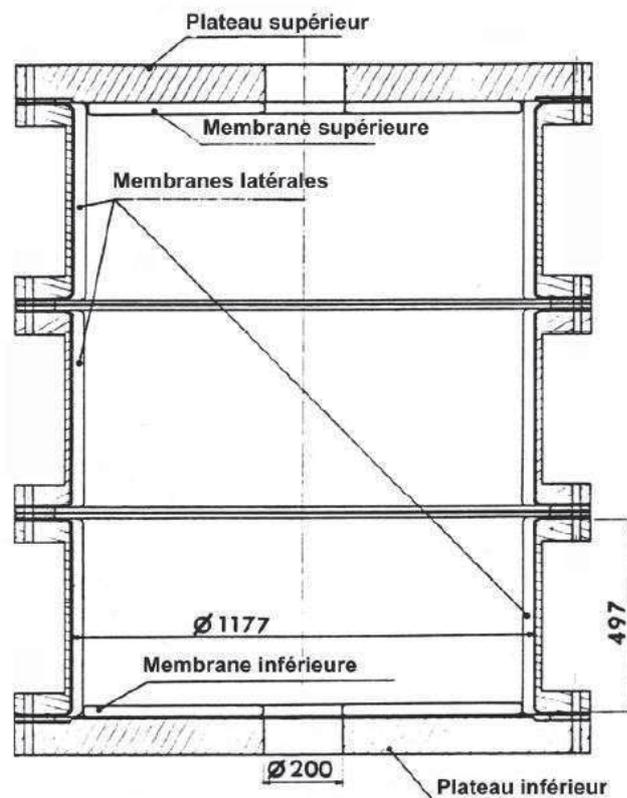


FIG. 3.4 – Schéma de la chambre d'étalonnage du Laboratoire 3S-R

brane supérieure (figure 3.5) est utilisée pour appliquer la contrainte verticale sur le massif de sol. Cela revient à appliquer des conditions  $K_0$  aux limites latérales du massif, et donc à considérer que les conditions aux limites ont peu d'influence sur le comportement de l'ouvrage. Une autre membrane plus petite a été spécialement conçue afin de transmettre l'effort vertical à la fondation (figure 3.6). Elle a un diamètre de  $30\text{cm}$  qui est adapté à la taille du modèle de la fondation et un trou central de  $6\text{cm}$  de diamètre qui permet le passage du poteau de la fondation ainsi que son inclinaison sous chargements horizontaux. Sur le plateau supérieur de la chambre est fixée une pièce mécanique spécialement conçue à travers l'orifice central assurant la transmission de l'effort vertical au modèle de la fondation par l'intermédiaire d'une plaque rigide circulaire de la même taille que la petite membrane (figure 3.7). Néanmoins, cette petite membrane ne transmet pas l'intégralité de l'effort vertical à la fondation à cause de la présence d'une couche de sable de  $5\text{cm}$  d'épaisseur entre la fondation et la petite membrane. La figure 3.8 indique les positions relatives des différentes parties du système de mise en pression.

Nous disposons de deux systèmes de mise en pression d'eau dans les membranes. L'un est réalisé par l'air comprimé et l'autre par l'azote liquide. Pour cette étude, la mise en pression est effectuée par l'intermédiaire de bouteilles d'azote puisque ce système permet de réaliser une régulation précise des pressions pendant toute la durée de l'essai à l'aide d'une unité centrale de régulation. La pression maximale réalisable avec ce système est  $300\text{kPa}$ . Néanmoins, le panneau avec les réservoirs du système utilisant l'air comprimé est employé pour le remplissage d'eau et afin de surveiller l'interface azote-eau à partir des burettes. Un capteur de pression est installé sur le tuyau d'alimentation de chacune des membranes, au plus proche de la cuve, afin de bien contrôler et/ou réguler leur pression.



FIG. 3.5 – *La membrane supérieure de la chambre d'étalonnage*



FIG. 3.6 – *La petite membrane appliquant l'effort vertical à la fondation*

### 3.2.2.3 Système de chargement horizontal

Dans le cadre de notre étude, nous nous intéressons particulièrement à l'interaction dynamique sol-structure en cas de séisme. Cela veut dire que la fondation doit être soumise à des sollicitations dynamiques horizontales. Les chargements dynamiques horizontaux sont réalisés à l'aide d'un vérin rapide qui permet d'appliquer une charge correspondant à notre critère «dynamique», c'est-à-dire avec une fréquence de l'ordre de celle d'un séisme. Dans notre cas, seul l'effet inertiel est examiné durant les campagnes d'essais.

Les études numériques préliminaires ont permis d'obtenir une estimation sur les différentes caractéristiques mécaniques du vérin dont nous avons besoin. Un vérin électro-mécanique fourni par la société française *Transtechnik* a été adopté. Il s'agit d'un vérin EXLAR FT35-



FIG. 3.7 – La pièce mécanique fixée sur le plateau supérieur

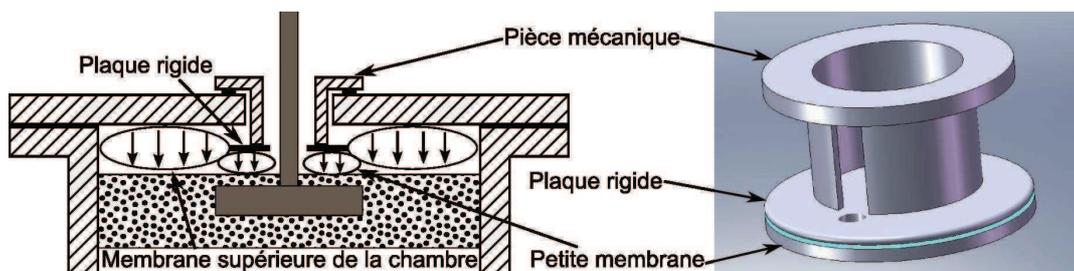


FIG. 3.8 – Schéma du système de mise en pression

2410-FIA-EX4-L2 avec un moteur brushless et un variateur numérique. L'ensemble vérin-moteur-varianteur permet d'appliquer les chargements cycliques en pilotage déplacement aussi bien qu'en pilotage force. L'effort maximal que le vérin peut transmettre est  $17,8kN$ . La course du vérin est  $610mm$  et la vitesse maximale peut atteindre  $750mm/s$ , ce qui nous permet d'avoir une fréquence de quelques hertz lors d'une charge cyclique pour des amplitudes plus ou moins grandes. Une autre caractéristique importante de ce vérin est que le jeu à l'inversion est quasi-nul ( $0,01mm$  à  $0,03mm$ ).

Une fois le vérin choisi, nous avons dû résoudre le problème de sa fixation. La chambre d'étalonnage est placée dans une fosse enjambée par le portique de chargement (figure 3.9). Ce portique repose sur deux rails parallèles qui lui permettent un déplacement horizontal afin de libérer l'espace au dessus de la chambre (nécessaire lors d'un remplissage ou d'une vidange). La fixation du vérin sur ce portique semblait la solution la plus simple dans un premier temps. Néanmoins, la chambre risquait d'être renversée sous la force horizontale maximale vu qu'elle est simplement posée par terre. Donc, pour des raisons de sécurité, nous avons dû concevoir un système de fixation du vérin par un bâti de réaction solidaire de la chambre.

Un bâti de réaction constitué d'un système mécanique tubulaire en acier a été réalisé (figure 3.10). Les tubes plus ou moins longs ont été découpés sur place. Différents types de raccords de montage ont été utilisés pour relier les tubes afin de composer un ensemble servant à former et à renforcer le bâti de réaction. A l'intérieur du bâti, un quadrilatère est formé, lui aussi via

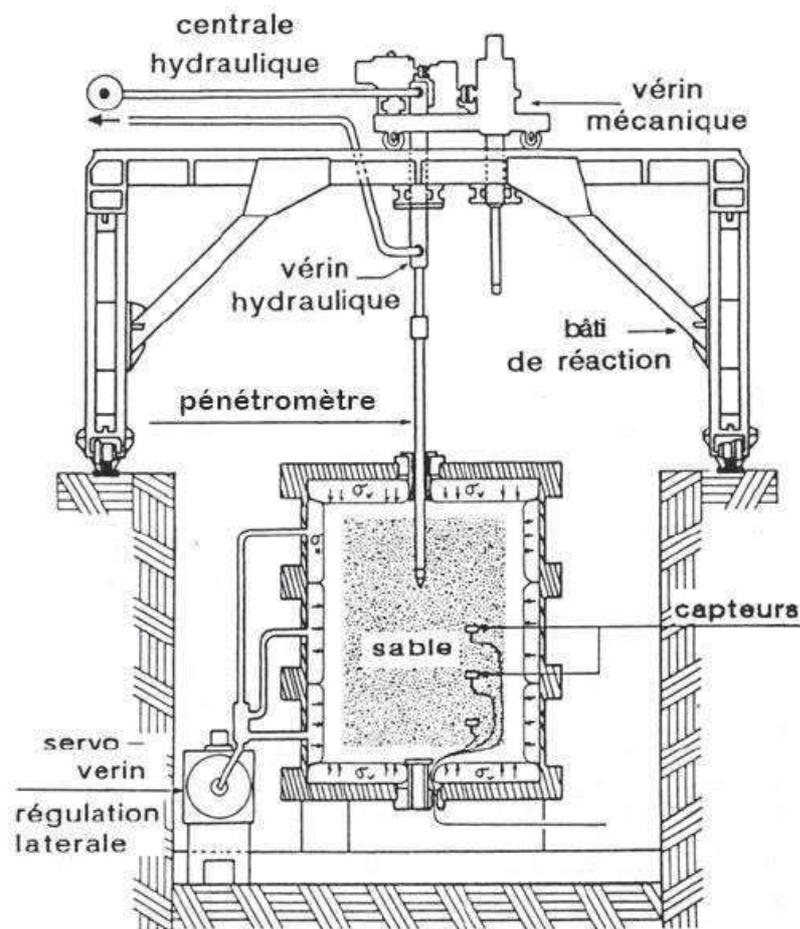


FIG. 3.9 – La chambre d'étalonnage en utilisation classique enjambée par le portique de chargement

les raccords, par quatre tubes horizontaux et quatre tubes verticaux sur lesquels une plaque en acier est montée. Le vérin est vissé sur cette plaque. La position du vérin peut être réglée en déplaçant les raccords reliant les tubes et la plaque. Le bâti de réaction peut être installé sur le bord de la chambre à partir de quatre tiges filetées passant par les tubes et les trous sur le bord de la chambre. L'autre côté du bâti est simplement posé par terre. L'avantage de ce système est qu'il est facilement modifiable et démontable. De plus, une fois que le bâti est formé, la mise en place pour les essais et l'enlèvement pour le remplissage sont réalisés librement à l'aide du pont roulant du laboratoire.

La fixation du vérin sur la plaque rend délicate la liaison entre la sortie du vérin et le poteau de la fondation, ce qui nous a conduit à adapter une liaison vérin-poteau spécifique pour nos besoins. Le schéma de l'assemblage des diverses pièces de la liaison est illustré dans la figure 3.11. Le poteau mécaniquement ajusté est emprisonné dans une gaine à billes qui peut coulisser le long de l'axe du poteau. Le frottement entre les billes et le poteau est négligé. Par l'intermédiaire d'un capteur de force, deux rotules sont montées entre la sortie du vérin et la gaine à billes à l'aide des pièces mécaniques qui l'entourent. Les rotules permettent l'inclinaison du poteau engendrée par la charge horizontale. Néanmoins, cette inclinaison du poteau reproduit un moment à l'intérieur de la gaine et un effort vertical transmis finalement



FIG. 3.10 – Photo du bâti de réaction

à la tige du vérin au cours des essais. Ils sont d'autant plus importants que l'amplitude en déplacement augmente. Cela entraîne une légère discontinuité du mouvement lorsque la gaine à billes coulisse le long du poteau pendant les essais. En outre, le vérin risque d'être endommagé sous l'effort transversal important. Par conséquent, deux rails mécaniquement ajustés en U sont installés sur le bâti dans le sens du déplacement du vérin. Deux roulements à billes liés à la gaine qui se déplacent à l'intérieur des rails permettent de transmettre l'effort vertical au bâti de réaction et de bien guider le mouvement horizontal de la gaine, ce qui permet d'éviter la discontinuité du mouvement. Il est important de noter que le point d'application de la charge horizontale sur le poteau change continuellement bien que la position du vérin reste invariable au cours de chaque essai. Le moment sur la fondation doit donc être calculé à partir de la force appliquée perpendiculaire à l'axe du poteau et de la hauteur du point d'application.

#### 3.2.2.4 Modèle de la fondation superficielle

La fondation superficielle dans cette étude est une semelle carrée réalisée dans une plaque en alliage AU4G de dimensions  $30\text{cm} \times 30\text{cm}$  (figure 3.12). L'épaisseur de cette plaque est  $5\text{cm}$ . Le poteau en acier de la fondation a été réalisé séparément de façon à l'ajuster à la gaine à billes. Il fait  $70\text{cm}$  de longueur et  $5\text{cm}$  de diamètre. Il est encastré dans la plaque à l'aide des vis avec une profondeur d'encastrement de  $1\text{cm}$ . La déformation de l'ensemble du modèle de la fondation avec son poteau est négligeable devant celle du sol, sa rigidité étant beaucoup plus importante en comparaison.

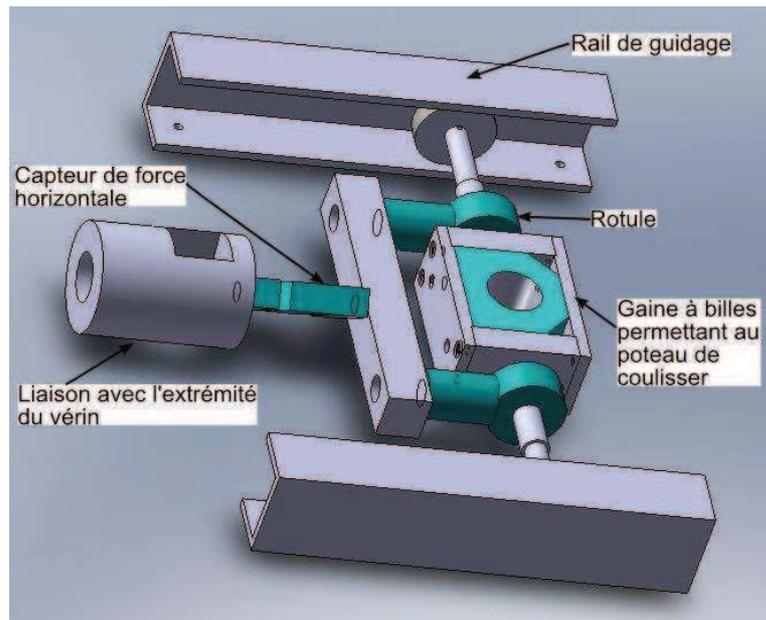


FIG. 3.11 – Schéma de l'assemblage des diverses pièces de la liaison poteau-gaine à billes

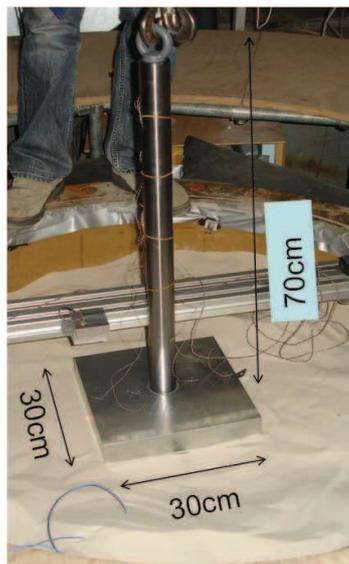


FIG. 3.12 – Photo du modèle de la fondation avec le poteau encastré

### 3.2.2.5 Modélisation des massifs de sol

#### 3.2.2.5.1 Matériau utilisé : un sable

Le matériau employé pour la constitution des massifs de sol est un sable extrait du site de Fontainebleau (référence NE34) par un fournisseur commercial SIFRACO. Le sable de Fontainebleau, avec le sable de d'Hostun, est l'un des sables de référence en France. Il existe dans la littérature de nombreuses études sur ses caractéristiques mécaniques. Il est, de ce fait, couramment employé pour les essais en chambre d'étalonnage ([Emerson, 2005], [Zhu *et al.*, 2009]).

Le sable de Fontainebleau est décrit comme un sable siliceux fin à grains sub-arrondis. C'est un sable très uniforme, de couleur blanche, purement frottant, propre et homogène. L'observation de ce sable au microscope électronique ([Pham, 2008]) montre l'aspect non angulaire de ses particules. Le composant chimique principal du sable Fontainebleau est  $SiO_2$  dont le pourcentage approche 100%. La valeur du poids spécifique est prise égale à  $\gamma_s = 25,97kN/m^3$  (soit  $\rho_s = 2,65g/cm^3$ ). Nous remarquons que, pour le même sable, il y a une différence de valeurs selon les auteurs. En effet, le sable est prélevé directement de son site naturel qui est un grand dépôt d'une épaisseur atteignant jusqu'à 50 m s'étendant sur plusieurs dizaines de kilomètres carrés. Etant donné la taille du dépôt, nous pouvons nous attendre à une certaine variation dans ses caractéristiques. De ce fait, un sable désigné « Fontainebleau » dans un laboratoire n'aura pas forcément la même granulométrie qu'un sable de la même appellation dans un autre laboratoire. Cette différence de valeurs s'explique aussi par la dégradation de la granulométrie du matériau lorsqu'il est réutilisé pour plusieurs expériences. Par exemple, les essais d'enfoncement de pieux ou de pénétromètre broient des grains sous la pointe, ce qui, avec le temps, conduit à une augmentation de la quantité de fines due à l'accumulation de grains cassés. De plus, [Le Kouby, 2008] constate une diminution de la capacité portante pour le sable usagé. Il y a donc une variabilité des caractéristiques du sable Fontainebleau qui dépend à la fois de son site d'extraction et de son usage. Les valeurs retenues pour caractériser le sable utilisé lors de cette étude sont celles obtenues par [Zhu *et al.*, 2009] à partir exactement du même sable.

TAB. 3.2 – *Minéralogie et propriétés du sable Fontainebleau [Zhu et al., 2009]*

Angularité du grain	Sub-arrondi
$SiO_2(\%)$	99.7
$d_{10}(mm)$	0.15
$d_{50}(mm)$	0.21
$d_{60}(mm)$	0.23
$C_u$	1.53
$e_{max}$	0.90
$e_{min}$	0.51

### 3.2.2.5.2 Dispositif de pluviation

Les essais dans le sable sec nécessitent l'homogénéité du massif et le contrôle de sa densité. Pour cela, les différentes méthodes de reconstitution de massif ont été étudiées. La méthode retenue est celle de la pluviation dans l'air.

Le dispositif de pluviation adapté à la chambre d'étalonnage (figure 3.13) est constitué d'un silo à sable soutenu par quatre jambes reposant sur la cuve. Le fond du silo est formé de deux plaques percées de petits trous sur leurs surfaces. La plaque inférieure étant mobile, lorsqu'elle est mise en position où les trous des plaques s'alignent, le sable s'écoule et tombe sur le diffuseur. Celui-ci, constitué de deux tamis séparés de 20 cm, brise les jets de sable et dispersent les grains. La hauteur entre le diffuseur et la surface du massif est maintenue constante avec des câbles de relevage du diffuseur. La hauteur de chute pour le sable dense est 50cm et celle pour le sable lâche est 10cm, ce qui nous donne une densité relative proche de 80% et 40% respectivement pour le sable dense et le sable lâche.

Dans ce système, il y a deux facteurs qui influent, et ainsi permettent de contrôler la densité

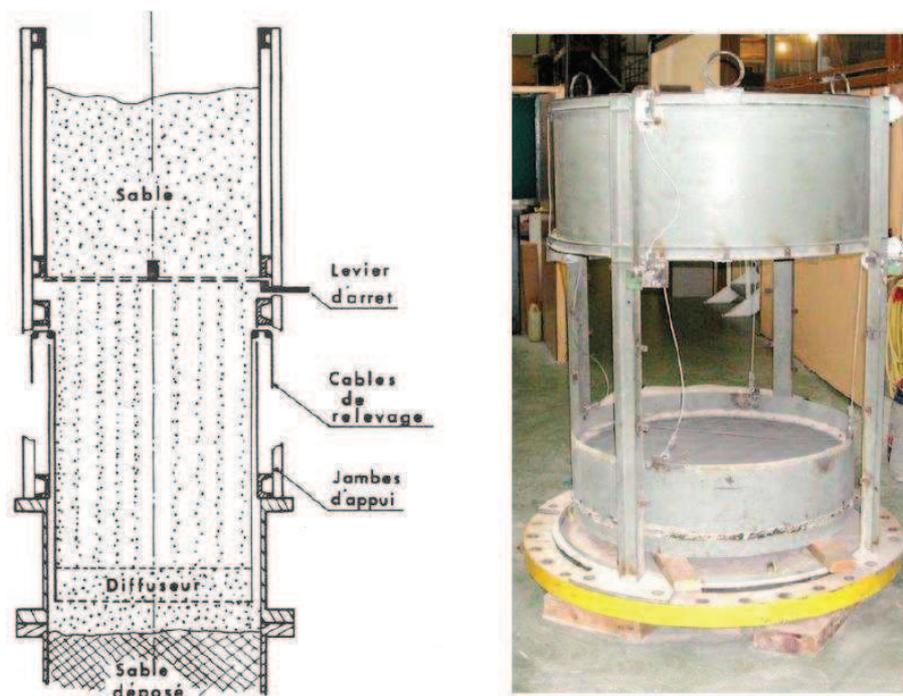
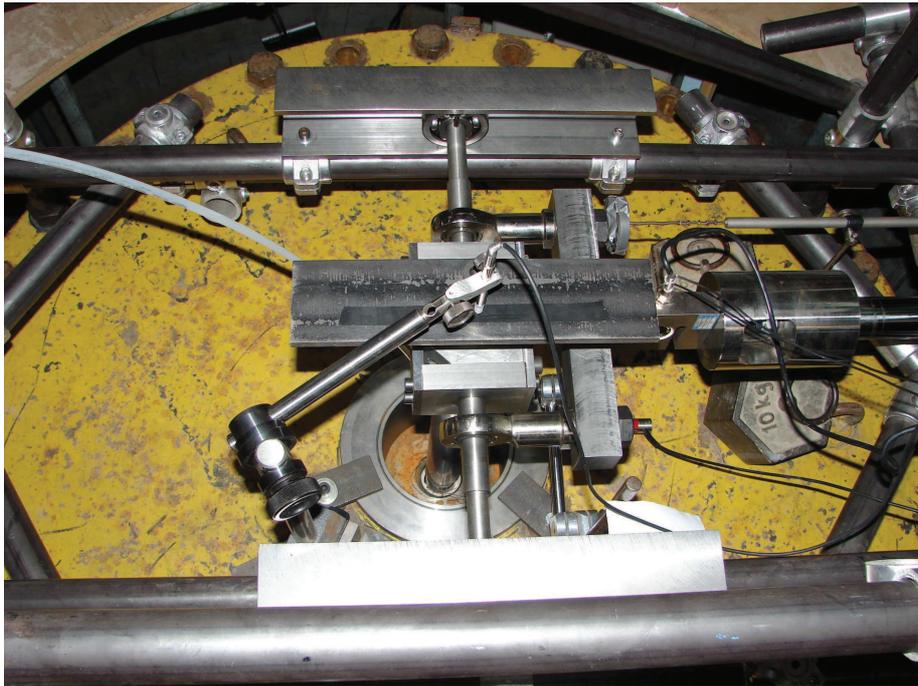
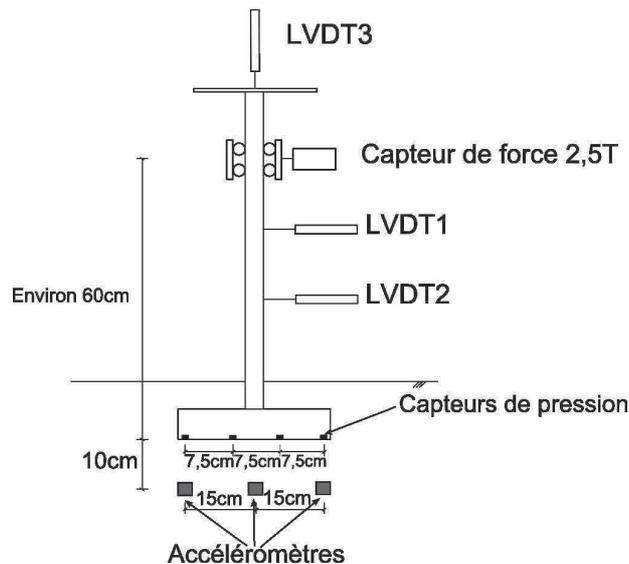


FIG. 3.13 – *Le dispositif de pluviation*

relative du massif : le débit de sable et la hauteur de chute sous le diffuseur. Le débit de sable est fonction des trous à la base du silo (diamètre et nombre). Ceci étant configuré au début de la campagne d'essais, le débit est un paramètre qui ne varie pas pour un type de sable donné. La densité relative du massif sera donc contrôlée uniquement par la hauteur de chute entre le diffuseur et la surface du sable.

### 3.2.2.6 Instrumentation

Dans notre système sol-fondation, la réponse de la fondation est caractérisée par la relation entre le mouvement et les efforts appliqués. Afin de déterminer le déplacement horizontal et le tassement ainsi que la rotation de la fondation, deux capteurs de déplacement de type LVDT sont placés horizontalement contre le poteau, et un autre est placé verticalement sur la surface supérieure du poteau par l'intermédiaire d'une plaque. Le LVDT placé plus haut, proche de l'axe de la tige du vérin, a une course plus importante ( $200\text{mm}$ ) que celui d'en bas ( $25\text{mm}$ ). Le LVDT vertical est un capteur de type palpeur à ressort avec le roulement linéaire de précision pour optimiser la précision et la répétitivité de la mesure. Il a une course plus petite de  $10\text{mm}$ . Effectivement, les deux LVDT horizontaux ont pour objectif de déterminer l'inclinaison du poteau lors des essais. Au début de la campagne d'essais, nous avons utilisé un inclinomètre attaché sur le poteau, qui nous permettait de mesurer directement l'inclinaison. Néanmoins, le temps de réponse pour cet inclinomètre est tellement long qu'il n'est pas adapté à des essais avec des fréquences de l'ordre de  $1\text{Hz}$ , ce qui n'est pas le cas pour les LVDT. Pour cela un deuxième LVDT a été employé pour remplacer l'inclinomètre. L'inclinaison peut être déduite des différences des mesures et des hauteurs des deux LVDT. A partir des mesures des trois LVDT, nous pouvons déduire le déplacement horizontal, le tassement et la rotation de la fondation pendant les chargements.

FIG. 3.14 – *Position des LVDT*FIG. 3.15 – *Schéma global de l'instrumentation avec la position des différents capteurs*

La force appliquée par le vérin est mesurée par un capteur de force en S pouvant travailler en traction et en compression. Il est fixé entre la sortie du vérin et le système rotule-glissière qui entoure le poteau de la fondation. C'est un capteur STS-2.5T fourni par *Phimesure* avec la capacité maximale de 2,5t.

Quatre capteurs de pression miniatures ont été installés sur la surface inférieure de la fondation en contact avec le sable pour mesurer la contrainte exercée et détecter le décollement de la fondation au cours des essais. La fondation a été spécialement usinée pour que les capteurs puissent être encastrés complètement dans la fondation avec leurs surfaces de contact sur le même niveau de la surface inférieure de la fondation. Les quatre capteurs sont alignés avec un

intervalle de  $7\text{cm}$  au centre de la fondation correspondant au sens du chargement. Les capteurs de pression miniatures utilisés sont fabriqués par une société japonaise *Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.* (TML). Ce sont les capteurs de type PDB-2MPa avec la capacité maximale de  $2\text{MPa}$ . Les dimensions des capteurs sont montrées dans la figure 3.16. A l'intérieur du capteur, quatre jauges de déformation sont montées réalisant un pont de Wheatstone complet, ce qui permet une meilleure compensation et sensibilité de température. Les coefficients d'étalonnage sont obtenus par les tests de pression en fluide.

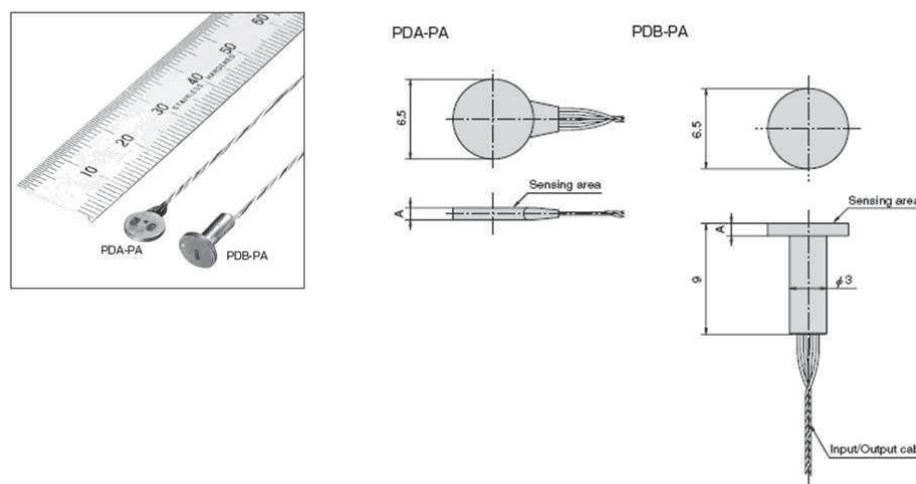


FIG. 3.16 – Capteur de pression miniature

Afin de vérifier s'il existe un mouvement du sol lors du chargement dynamique appliqué sur la fondation, trois accéléromètres ont été placés dans le massif de sol, se situant  $10\text{cm}$  en dessous de la fondation (figure 3.17). Les accéléromètres ont été posés verticalement et horizontalement pour tester les mouvements du sol dans les deux sens. Il s'agit des accéléromètres piézoélectriques modèle 393B04 fournis par *PCB Piézotronics*.

### 3.2.2.7 Système d'acquisition de données

Les divers capteurs constituant le dispositif expérimental sont connectés à une carte d'acquisition via les conditionneurs correspondants. Les informations électriques venant des capteurs sont envoyées, après avoir été filtrées et amplifiées, à la carte d'acquisition qui numérise les signaux transmis à l'ordinateur. Les conditionneurs et la carte d'acquisition sont installés dans un coffret électrique dans lequel est intégré aussi le variateur du vérin.

Afin de tester le dispositif, dans un premier temps, nous avons employé une carte d'acquisition de données utilisée pour un projet de pieux. Mais cette carte d'acquisition ne permet qu'une fréquence d'échantillonnage de  $5\text{Hz}$ . Pour une charge dynamique d'une fréquence de  $1\text{Hz}$ , les résultats obtenus avec cette carte d'acquisition sont totalement inexploitable. Par conséquent, une nouvelle carte d'acquisition de données avec la fréquence d'échantillonnage plus élevée a été mise en oeuvre. Il s'agit d'un boîtier USB d'acquisition de données multifonction de la Série M haute vitesse fabriqué par la société Américaine *National Instruments*. Cette nouvelle carte d'acquisition possède 32 entrées analogiques 16 bits avec la fréquence d'échantillonnage monovoie de  $1,25\text{MHz}$ . Elle est compatible avec le logiciel LabVIEW qui est utilisé pour créer l'interface graphique de navigation et enregistrer les données expérimentales. De par la liaison

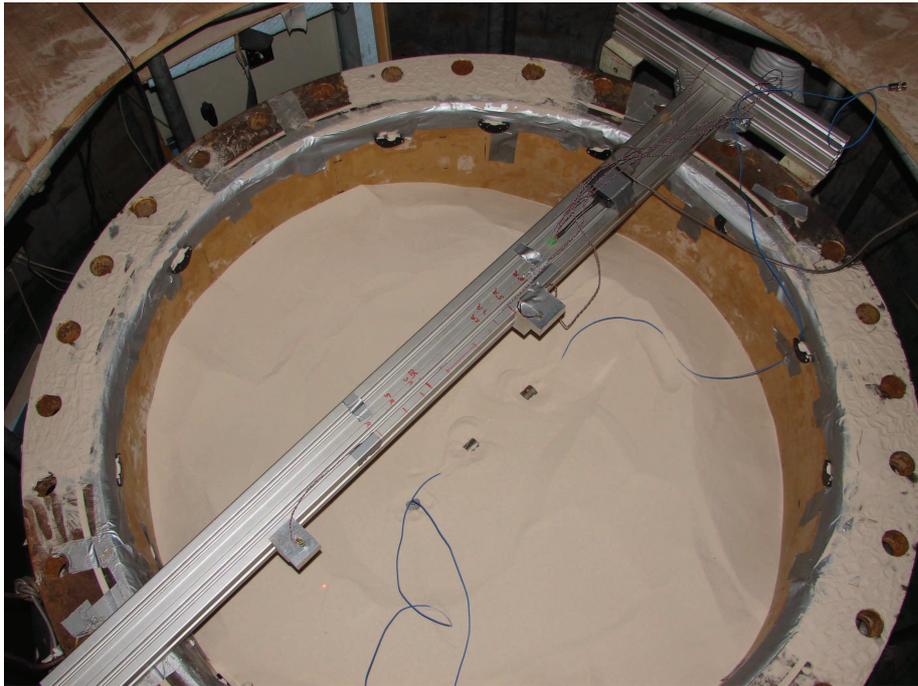


FIG. 3.17 – *Placement des accéléromètres dans le sol*

en série avec le variateur du vérin, ce système d'acquisition ne permet d'obtenir que 30 points par seconde, ce qui est toutefois suffisant pour nos essais en dynamique avec une fréquence voisine de 1Hz.

### 3.2.3 Procédure d'essais

Les essais dynamiques proprement dit en chambre d'étalonnage ne durent pas très longtemps, par rapport à leur préparation. Un essai sous chargement dynamique dure souvent de quelques secondes à quelques minutes, alors que la préparation prend généralement une semaine. Avant de débiter les essais, le bâti de réaction est formé par l'assemblage des tubes creux sur place avec la plaque installée à l'intérieur sur laquelle le vérin est fixé. Les capteurs miniatures de pression sont montés au préalable sur la surface inférieure de la fondation. Pour chaque essai, nous commençons par le remplissage de la chambre d'étalonnage par pluviation en prenant soin de garder la hauteur de chute entre le diffuseur et la surface du sable constante pendant tout le remplissage. La hauteur de chute est choisie en fonction de la masse volumique souhaitée. Le remplissage se déroule en trois phases pendant lesquelles sont réalisées les mises en place des accéléromètres et de la fondation.

Première phase, nous remplissons jusqu'au niveau des accéléromètres 10 cm en dessous de la surface inférieure de la fondation. Ensuite, les trois accéléromètres sont mis en place verticalement et horizontalement suivant les différents essais en parallèle à l'axe du chargement dans le plan vertical passant par le centre de la fondation. Cette opération est réalisée à l'aide d'une équerre munie de diodes afin de positionner précisément les accéléromètres. Les trois accéléromètres sont alignés avec une distance de 15 cm entre eux, avec celui du milieu au centre de la chambre.

Deuxième phase, après la mise en place des accéléromètres, nous continuons à remplir 10 cm

de sable avant de poser la fondation. La mise en place de la fondation se fait à l'aide du pont roulant du laboratoire à cause de son poids propre assez important. Le positionnement de la fondation est très délicat pour que le poteau de la fondation puisse se situer exactement au centre de la chambre afin de passer à travers les membranes et le couvercle. Par ailleurs, les deux côtés de la fondation doivent être parallèles à l'axe du chargement. Par conséquent, nous utilisons deux ficelles fixées parallèlement sur le bord de la chambre pour positionner la fondation. Les deux ficelles sont espacées chacune de 15cm de l'axe du chargement. En marquant sur les ficelles les positions des quatre coins de la fondation, nous descendons la fondation doucement à l'aide du palan du pont roulant. Une fois que la fondation est posée sur le sable, l'horizontalité de la fondation est contrôlée.

Troisième phase, nous finissons le remplissage de 10 cm de sable à partir de la surface inférieure de la fondation sachant que l'épaisseur de la fondation est 5cm. Pendant cette phase du remplissage, les tamis de pluviation sont spécialement adaptés à la présence du poteau après la mise place de la fondation. Au centre des tamis, des trous sont percés permettant le passage du poteau lorsque nous remontons les tamis pendant le remplissage. Vu que la taille des trous est relativement petite, le filet à proximité des trous peut se maintenir en place et ne crée quasiment pas de pente autour du poteau. A la fin du remplissage, la surface du massif de sable est arasée.

Après le remplissage du sable, nous mettons soigneusement en place la petite membrane avec la plaque rigide dessus pour que le poteau de la fondation passe au milieu du trou de la petite membrane et la plaque et que l'espace annulaire entre le poteau et le bord du trou soit régulier, ce qui évitera le contact entre eux pendant les essais. Ensuite, la grande membrane est placée sur la surface du massif de sable par dessus de la petite membrane et la plaque. Nous laissons une distance d'environ 7 cm entre la surface du massif de sable et la surface inférieure du couvercle de la chambre afin que la grande membrane vide ne touche pas le couvercle lors de sa mise en place et puisse être mise en contact avec la surface inférieure du couvercle lors du remplissage d'eau. La chambre d'étalonnage est ensuite fermée par son couvercle à l'aide du pont roulant passant par le poteau de la fondation à travers l'orifice central. Le couvercle est fixé sur la chambre par les vis. La pièce mécanique pour assurer la transmission de l'effort vertical appliqué par la petite membrane est fixée sur le couvercle à travers l'orifice central.

Une fois la chambre bien fermée, nous installons le système de chargement horizontal. Le bâti de réaction est maintenu horizontal par le pont roulant et descendu attentivement pour que les quatre tiges filetées passent par les trous sur les bords du couvercle et de la chambre afin de fixer le bâti de réaction sur la chambre via les écrous sur les tiges filetées. L'autre côté du bâti où se situe le moteur du vérin est juste posé sur la dalle. Une fois en place, l'horizontalité du vérin est contrôlée en faisant monter ou descendre les raccords qui tiennent la plaque supportant le vérin. La hauteur du vérin est prédéfinie à une certaine valeur qui correspond à la hauteur du chargement horizontal d'environ 60 cm vis-à-vis de la surface inférieure de la fondation. Par conséquent, la position du vérin sur le bâti de réaction est relativement stable et nous n'avons besoin que de régler légèrement son horizontalité à chaque montage du bâti sans trop déplacer les raccords verticalement. Ensuite, nous branchons le vérin pour approcher son extrémité du poteau de la fondation via le programme de pilotage à l'aide d'un ordinateur, afin de vérifier si l'axe du vérin passe bien par celui du poteau. En forçant les raccords qui relient le quadrilatère à l'intérieur du bâti de réaction, nous faisons coïncider l'axe du vérin avec celui du poteau.

Après avoir réglé la position du vérin, nous montons le système rotule-gaine à billes avec les

roulements à billes en glissant la gaine à billes le long du poteau jusqu'à la hauteur du vérin et en vissant les rotules sur une barre qui est fixée sur la sortie du vérin par l'intermédiaire du capteur de force (figure 3.11). Les deux rails sont ensuite installés via les raccords sur deux tubes longitudinaux préinstallés à cet effet tout en assurant le libre mouvement des roulements à billes à l'intérieur des rails. Les trois LVDTs sont posés sur le couvercle à l'aide de bases magnétiques. L'un est positionné verticalement sur la tête du poteau par l'intermédiaire d'une plaque rigide pour augmenter la surface de contact, et les deux autres sont posés horizontalement. Les mesures des déplacements du poteau sont destinées à déduire les déplacements de la fondation. La position des LVDTs horizontaux peut changer pour chaque campagne d'essais, mais en mettant toujours celui avec la course la plus élevée en haut près de l'axe du vérin et celui avec la course la plus petite en bas près de l'orifice du couvercle de la chambre.

Avec tout le dispositif expérimental en place, nous branchons maintenant tous les capteurs sur la carte d'acquisition via leurs conditionneurs et relierons la carte d'acquisition à l'ordinateur. Lorsque toutes les préparations sont terminées, nous remplissons les membranes par l'eau et mettons en pression l'eau dans les membranes aux valeurs prédéfinies. En même temps, nous pouvons surveiller les valeurs du LVDT vertical pour obtenir le tassement de la fondation sous chargement vertical. Généralement, pour chaque remplissage de la chambre d'étalonnage, nous réalisons une série d'essais avec différentes pressions d'eau dans les membranes. D'abord, nous faisons varier les pressions dans l'ordre croissant dans la grande membrane pour appliquer la surcharge sur le massif de sable. Et après, pour chaque niveau de pression d'eau dans la grande membrane, nous faisons varier aussi la pression d'eau dans la petite membrane dans l'ordre croissant pour modéliser la charge verticale sur la fondation. Pour chaque combinaison des pressions d'eau dans les membranes, nous appliquons une série de charges cycliques horizontales en contrôlant le déplacement avec une fréquence d'autour de 1Hz et les amplitudes de 1 mm jusqu'à 30mm. Pour chaque amplitude, 5 cycles sont effectués. Lors des chargements, les vidéos et toutes les données des divers capteurs sont enregistrées.

#### 3.2.4 Programme expérimental

Nous avons réalisé au total 8 remplissages dans la chambre d'étalonnage. Chaque remplissage correspond à une série d'essais avec une configuration différente. Les détails et les désignations des campagnes d'essais sont récapitulées ci-dessous. Pour les trois premiers remplissages, nous n'avons pas utilisé la petite membrane, ce qui correspond à une fondation non chargée verticalement. Les surcharges appliquées pour ces trois remplissages ont variées entre  $200kPa$ ,  $250kPa$  et  $300kPa$ . Pour les cinq derniers remplissages, la surcharge sur le massif de sable a été fixée à  $100kPa$ . La charge verticale appliquée à la fondation via la petite membrane a été montée de  $50kPa$ , jusqu'à  $500kPa$  au maximum. Pour chaque valeur de la charge verticale, nous avons effectué des cycles à amplitude croissante. L'amplitude maximale pour les remplissages 1 à 3 est  $10mm$  et  $35mm$  pour les remplissages 4 à 8. La valeur des fréquences appliquées pour tous les essais est entre  $1Hz$  et  $2Hz$ .

### 3.3 Analyse des résultats

Les réponses de la fondation sont présentées et discutées dans ce paragraphe pour les différents essais. L'effet de la densité du sable et de la surcharge est examiné. L'effort vertical appliqué

TAB. 3.3 – *Détails des essais*

Remplissage1	Sable dense Grande membrane à 200kPa, 250kPa et 300kPa
Remplissage2	Sable dense Grande membrane à 200kPa, 250kPa et 300kPa
Remplissage3	Sable lâche Grande membrane à 200kPa, 250kPa et 300kPa
Remplissage4	Sable dense Grande membrane à 100kPa Petite membrane à 50kPa, 100kPa, 150kPa, 200kPa et 250kPa
Remplissage5	Sable dense Grande membrane à 100kPa Petite membrane à 50kPa, 100kPa, 150kPa, 200kPa et 250kPa
Remplissage6	Sable dense Petite membrane à 100kPa, 200kPa et 500kPa
Remplissage7	Sable lâche Petite membrane à 100kPa, 200kPa et 500kPa
Remplissage8	Sable lâche Grande membrane à 100kPa Petite membrane à 50kPa, 100kPa, 150kPa, 200kPa et 250kPa

sur la fondation a été augmenté progressivement pour chaque remplissage. Pour chaque valeur de l'effort vertical, une série de charges cycliques horizontales avec des amplitudes croissantes a été effectuée. Puisque le sol a été sollicité dès le premier effort vertical, les résultats ne sont pas réellement représentatifs comme ceux pour le premier effort vertical. Mais compte tenu du temps très long de préparation d'essai, nous avons tout de même procédé aux essais avec différents efforts verticaux pour un même remplissage, ce qui permet, malgré tout, de voir l'influence des différents paramètres.

### 3.3.1 Résultats bruts lors d'un essai

L'enregistrement des données expérimentales s'effectue pendant le chargement horizontal dynamique. Les déplacements horizontaux sur deux niveaux du poteau et le déplacement vertical sont obtenus directement par les mesures des LVDTs. Les deux déplacements horizontaux ont la même allure avec des amplitudes différentes. A titre d'exemple, nous présentons le déplacement horizontal en haut près de l'axe du chargement horizontal (figure 3.18) pour un sable dense sans pressurisation verticale du massif de sable. L'amplitude du déplacement horizontal appliqué est augmentée progressivement. Pour chaque amplitude, cinq cycles ont été effectués. La figure 3.19 illustre une partie de la charge complète extraite de la figure 3.18 pour les amplitudes 1mm, 10mm, 20mm et 30mm. Le déplacement vertical du poteau mesuré par le LVDT (figure 3.20) montre une amplitude légèrement amplifiée par rapport au tassement réel de l'axe de la fondation, du fait du mouvement horizontal de la plaque sur laquelle prend appui l'extrémité du LVDT. Cette courbe représente bien la tendance du déplacement vertical de la fondation et la valeur de la fin des cycles correspond bien au tassement de la fondation en fin de l'essai. Pour chaque demi-cycle, le LVDT vertical parcourt une montée et une descente.

C'est pour cela que nous voyons sur la courbe du déplacement vertical une fréquence deux fois plus grande que celle des déplacements horizontaux. La figure 3.21 montre l'évolution du déplacement vertical pendant les 5 cycles pour l'amplitude  $5\text{mm}$ .

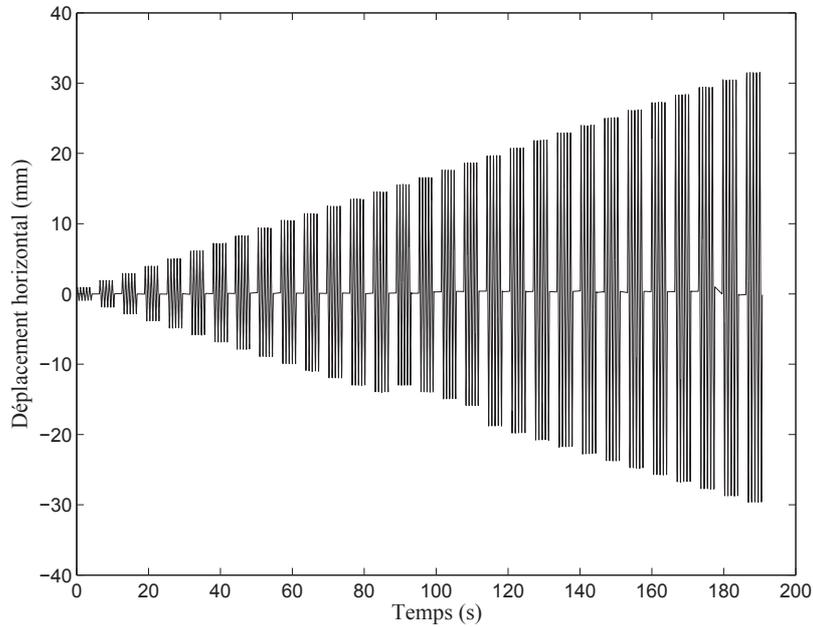


FIG. 3.18 – *Déplacement horizontal près de l'axe du chargement horizontal en fonction du temps.*

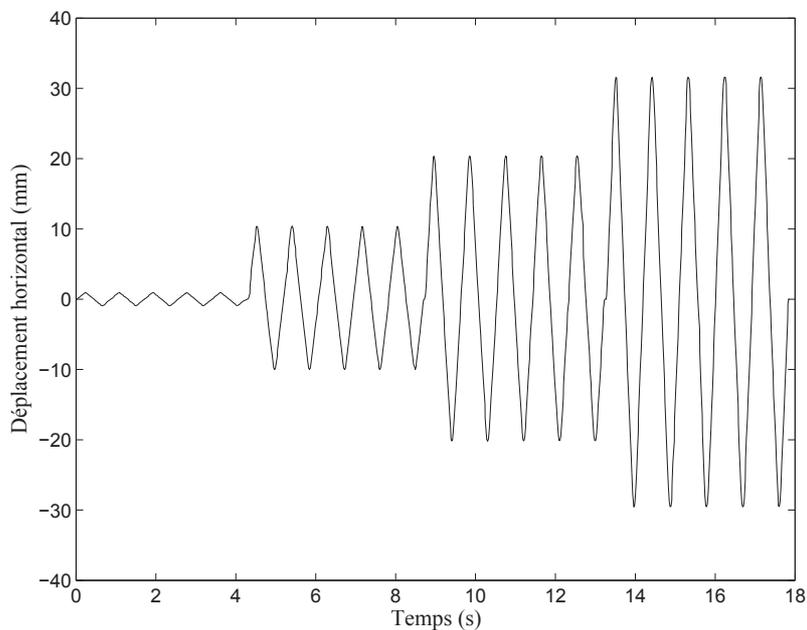


FIG. 3.19 – *Extrait d'une partie du déplacement horizontal en fonction du temps.*

La force horizontale correspondante est enregistrée à partir du capteur de force reliant la sortie du vérin et le système rotule-glissière. L'enregistrement total et la partie extraite correspondant à la force horizontale sont illustrés dans les figures 3.22 et 3.23. L'amplitude de la force horizontale induite augmente rapidement pour les premiers cycles. Elle tend ensuite à se stabiliser pour diminuer légèrement lors des cinq derniers cycles. Cela peut être expliqué par

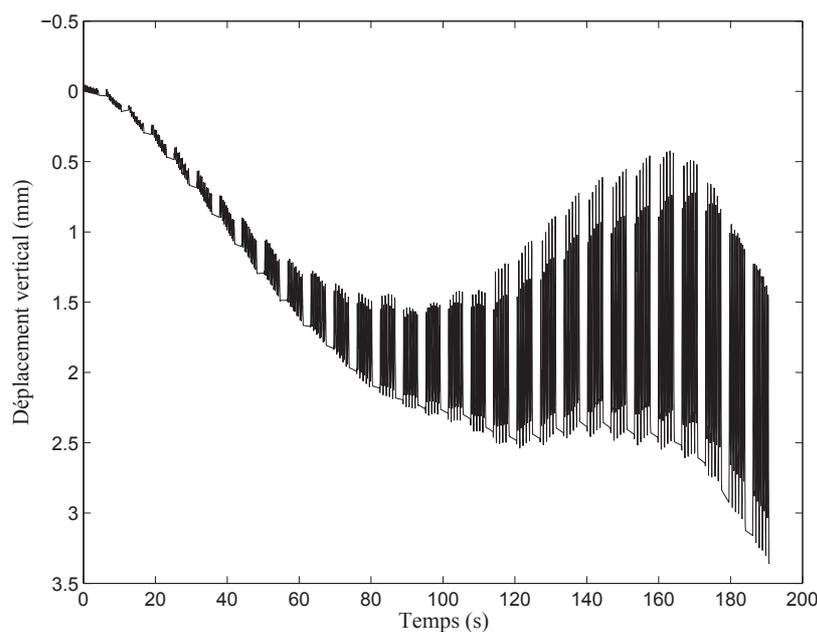


FIG. 3.20 – *Déplacement vertical du poteau mesuré en fonction du temps*

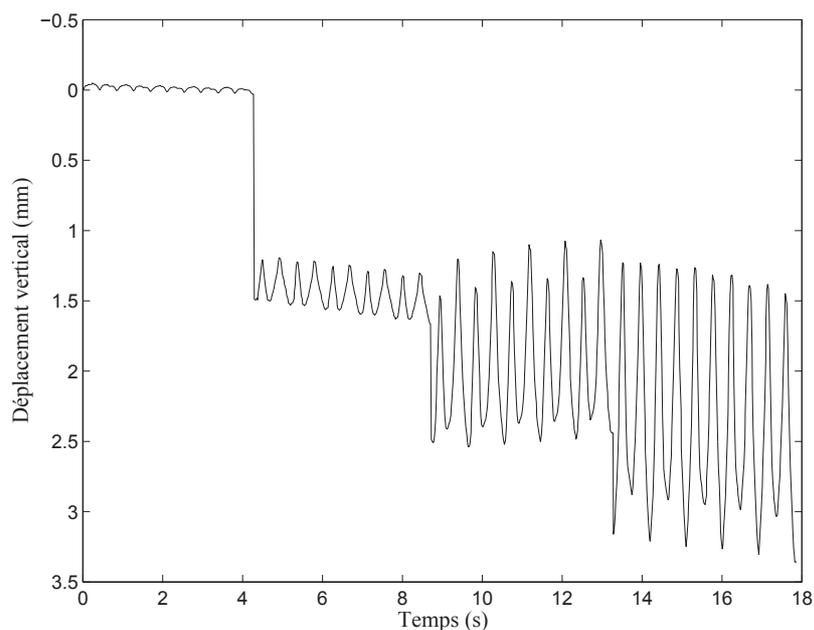


FIG. 3.21 – *Extrait d'une partie du déplacement vertical en fonction du temps.*

le fait que le sable est plastifié lorsque l'amplitude du chargement augmente avec les nombres des cycles cumulés.

L'enregistrement des données est aussi effectué pour la pression de contact sur l'interface sol-fondation via les capteurs de pression miniature. L'objectif principal de ces mesures est de détecter le décollement éventuel de la fondation durant les essais. Quatre capteurs de pression ont été installés sur la surface inférieure de la fondation avec un intervalle de  $7.5\text{cm}$  entre eux. Le décollement de la fondation pourrait être détecté principalement par les deux capteurs au bord de la fondation. Malheureusement, des perturbations électriques ont créé un bruit

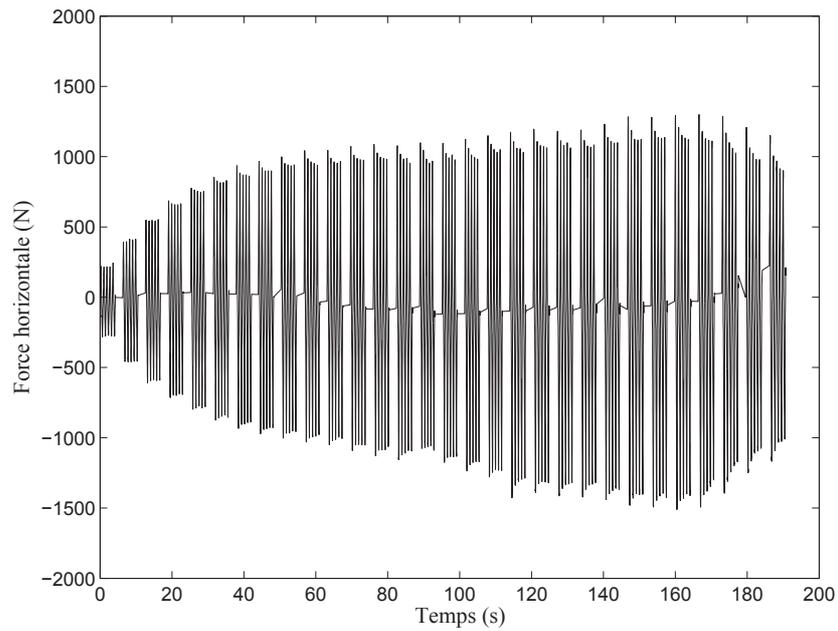


FIG. 3.22 – Force horizontale mesurée en fonction du temps

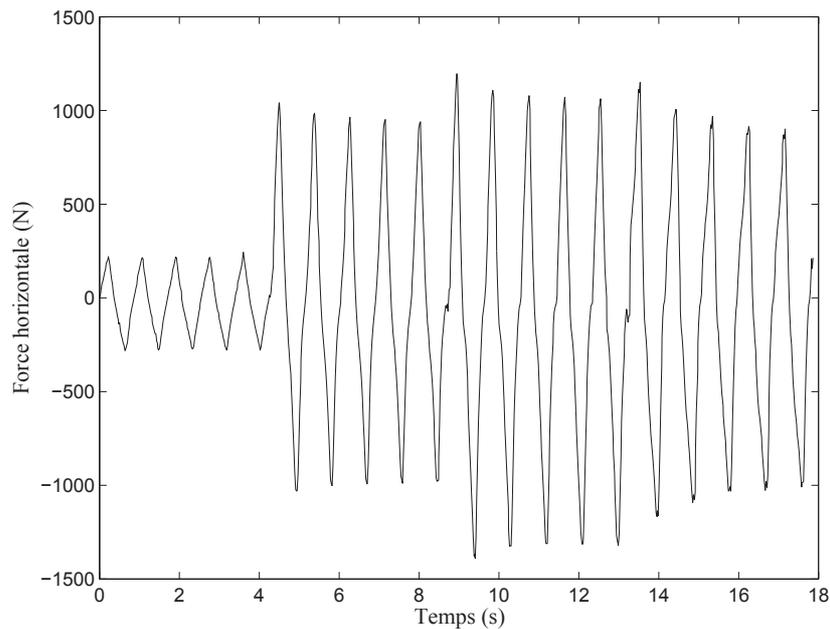


FIG. 3.23 – Extrait d'une partie de la force horizontale mesurée en fonction du temps

important au niveau des mesures des capteurs de pression, et les résultats n'ont pas pu être interprétés de manière significative en vue de la détection du décollement.

Les accéléromètres positionnés dans les sens verticaux et horizontaux dans le sable permettent de vérifier si le chargement dynamique appliqué sur la fondation engendre des accélérations au sein du massif de sol. Pour les fréquences de chargement appliquées (quelques  $Hz$ ), nous n'avons pas pu déceler d'accélérations significatives induites dans le sol.

### 3.3.2 Méthode du calcul des déplacements horizontaux et verticaux sur la base de la fondation

Nous déduisons les réponses de la fondation sous chargements cycliques dynamiques horizontaux à partir des données enregistrées via les divers capteurs. Les réponses sont présentées en terme de deux forces et un moment et trois composantes du déplacement du point central sur la base de la fondation dans un plan de chargement (figure 3.24) : force verticale ( $V$ ), force horizontale ( $H$ ), moment ( $M$ ), déplacement horizontal ( $u$ ), tassement ( $s$ ) (déplacement vertical) et rotation ( $\theta$ ). Nous rappelons que l'ensemble de la fondation avec son poteau encasté est supposé infiniment rigide. Donc, nous calculons les forces appliquées et les déplacements de la fondation en utilisant les équations d'équilibre et la translation et la rotation du corps rigide.

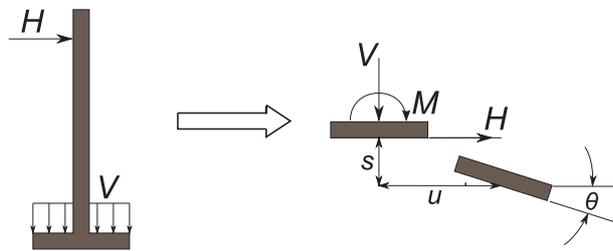


FIG. 3.24 – Définition du système des forces et déplacements

Comme explicité précédemment, deux LVDTs horizontaux et un LVDT vertical sont nécessaires afin de déterminer les trois composantes du déplacement de la fondation. La rotation peut être calculée directement par la différence des déplacements horizontaux mesurés par les deux LVDTs horizontaux (figure 3.25).

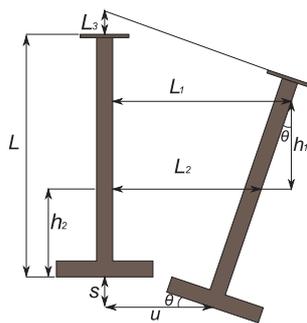


FIG. 3.25 – Schémas du calcul des déplacements du point central sur la base de la fondation

$$\theta = \arctan \frac{L_1 - L_2}{h_1} \quad (3.12)$$

La rotation de la fondation peut également s'exprimer par deux autres relations géométriques du système en intégrant le déplacement horizontal  $u$  et le tassement  $s$  de la fondation ainsi que le déplacement vertical mesuré par le LVDT vertical lors des essais.

$$\tan\theta = \frac{L_2 - u}{h_2 + s} \quad (3.13)$$

$$\tan\theta = \frac{L + s + L_3 - L\cos\theta}{u + L\sin\theta} \quad (3.14)$$

Ainsi, les deux autres composantes du déplacement du point central sur la base de la fondation sont obtenues en résolvant le système d'équations avec deux inconnus  $u$  et  $s$ .

$$u = L_2 - \tan\theta(h_2 + s) \quad (3.15)$$

$$s = \frac{\tan\theta(L_2 + L\sin\theta) - L + L\cos\theta - L_3 - h_2\tan^2\theta}{1 + \tan^2\theta} \quad (3.16)$$

où

$L_3$ : le déplacement vertical mesuré par le LVDT avec la course de 5mm,  
 $h_2$ : la distance vertical entre le LVDT horizontal en bas et la surface inférieure de la fondation,  
 $L$ : la hauteur totale du poteau de la fondation, y compris l'épaisseur de la fondation et de la plaque fixée sur le poteau.

La force normale  $V$  appliquée sur la fondation est déterminée à partir de la pression d'eau dans la petite membrane mesurée par le capteur de pression installé à l'entrée d'eau dans le tuyau. La force horizontale  $H$  appliquée sur la fondation peut être déduite directement des mesures du capteur de force fixé sur la sortie du vérin en prenant en considération la rotation de la fondation. Le moment est calculé en multipliant les mesures du capteur de force par la hauteur verticale entre le point d'application de la force et le point central sur la base de la fondation.

$$H = F\cos\theta \quad (3.17)$$

$$M = F(h + s) \quad (3.18)$$

où

$F$ : la force mesurée par le capteur de force fixé sur la sortie du vérin,  
 $h$ : la distance verticale initiale entre le point d'application de la force et le point central sur la base de la fondation.

### 3.3.3 Rigidité horizontale

L'évolution de la rigidité horizontale du système sol-fondation lors des différents essais est illustrée dans cette partie. Les courbes " force horizontale-déplacement horizontal " sont regroupées dans les figures ci-après. Nous avons fait varier les pressions verticales appliquées à la fondation de  $50kPa$  à  $250kPa$  dans tous les cas sauf pour les remplissages 6 et 7 pour lesquels la pression verticale maximale est de  $500kPa$ . Chaque figure correspond à une charge verticale appliquée à la fondation. Les figures 3.31 à 3.35 correspondent aux essais dans le

sable dense avec massif surchargé. Les figures 3.36 à 3.40 correspondent aux essais dans le sable lâche avec massif surchargé. Les figures 3.41 à 3.43 représentent les essais dans le sable dense sans surcharge du massif, et les figures 3.44 à 3.46 représentent les essais dans le sable lâche sans surcharge du massif.

Les courbes " force horizontale-déplacement horizontal " montrent des boucles d'hystérésis croissantes, chacune correspondant aux 5 cycles décrits pour une valeur de l'amplitude du déplacement horizontal imposé. Les figures 3.26 à 3.29 montrent le détail des boucles d'hystérésis pour trois amplitudes du déplacement différentes dans chaque figure pour le sable dense et le sable lâche sous pression appliquée à la fondation de  $50kPa$  et  $100kPa$  dans le cas du massif surchargé. Nous notons que pour les 5 cycles appliqués chaque fois, les courbes d'hystérésis sont superposées.

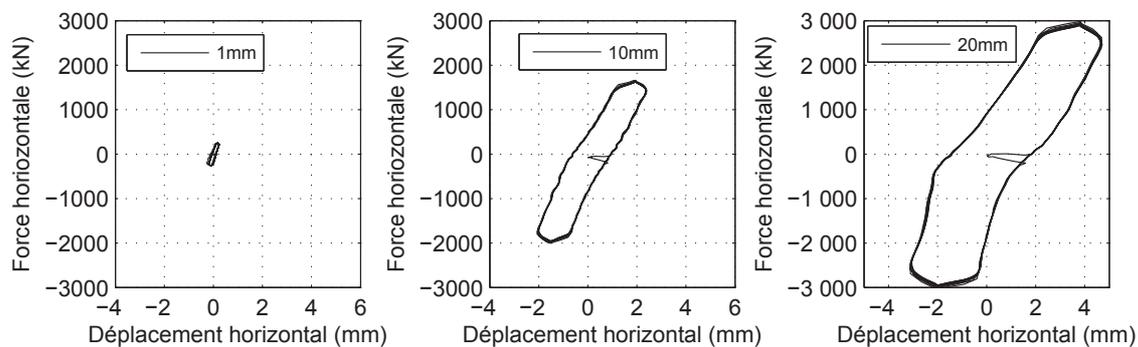


FIG. 3.26 – *Détail de la réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de  $50kPa$  et avec surcharge du massif de  $100kPa$  pour le sable dense (amplitude de 1, 10 et 20mm)*

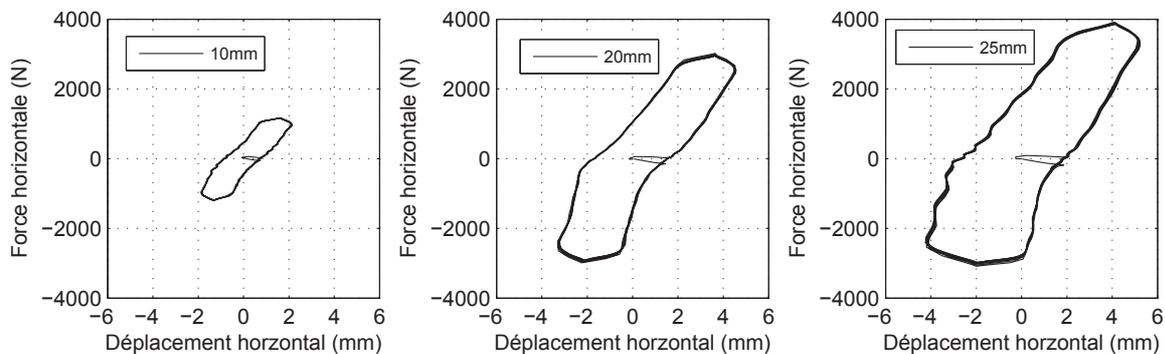


FIG. 3.27 – *Détail de la réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de  $100kPa$  et avec surcharge du massif de  $100kPa$  pour le sable dense (amplitude de 10, 20 et 25mm)*

Pour les essais avec surcharge  $100kPa$  du massif, nous remarquons que ces courbes ont une allure *a priori* inhabituelle.

Elles présentent au voisinage de l'origine un décalage important en déplacement. Ceci est lié au fait, déjà mentionné, qu'un dévissage du poteau s'est produit par rapport à la fondation. Ceci entraîne un " jeu " dans le déplacement qui se rattrape à chaque cycle au passage vers l'origine. Ce jeu est aussi particulièrement mis en évidence sur les courbes " moment-rotation " des figures 3.49 à 3.54. Il ne s'agit donc pas d'un phénomène lié à l'interaction sol-fondation, mais à une anomalie expérimentale.

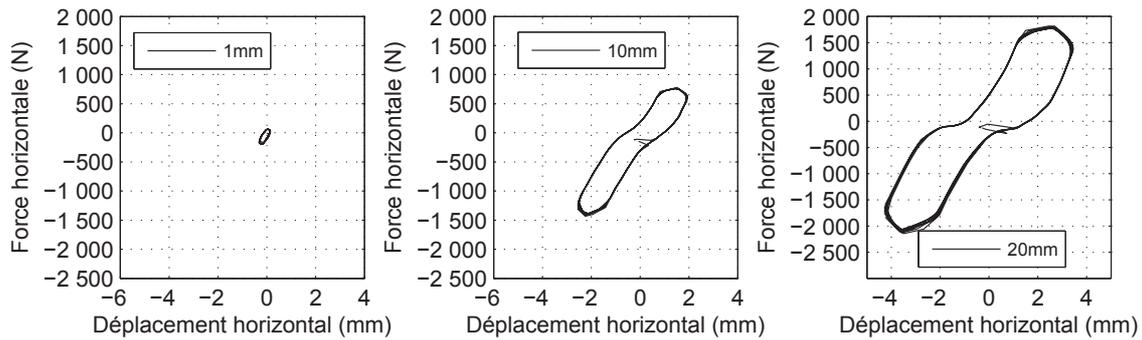


FIG. 3.28 – *Détail de la réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 50kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche (amplitude de 1, 10 et 20mm)*

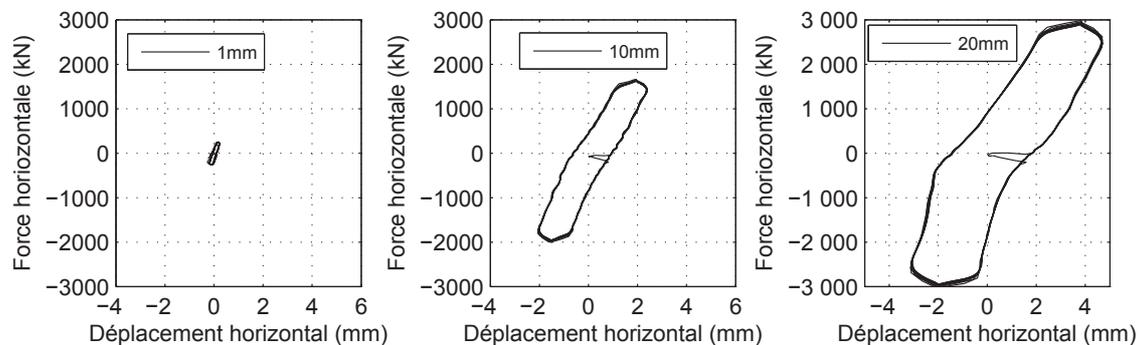


FIG. 3.29 – *Détail de la réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 100kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche (amplitude de 10, 20 et 30mm)*

Elles semblent présenter, après une montée en charge "élastique", de légers "paliers" en force, qui augmentent avec l'amplitude appliquée. Ces paliers ont une amplitude horizontale en déplacement qui augmente également avec l'amplitude appliquée. Pour certains essais, la valeur en force des paliers tend à se stabiliser pour les grandes amplitudes, indiquant que dans ce cas nous avons atteint la capacité horizontale limite de la fondation. Nous pouvons expliquer ces paliers par le fait que lors de nos chargements dynamiques, à chaque changement de sens du vérin, sa vitesse passe brutalement d'une valeur de l'ordre de plusieurs dizaines de millimètres par seconde à une valeur nulle avant de reprendre très rapidement la même valeur dans le sens opposé, ce qui produit une accélération non négligeable de l'ordre de  $0,6g$  qui s'applique à la masse totale de la fondation et du poteau. La fondation est donc soumise directement à une force d'inertie supplémentaire non enregistrée par le capteur de force, mais qui produit un déplacement horizontal supplémentaire. La fondation continue donc à se déplacer dans un sens lors du changement de sens du vérin. Cette interprétation est justifiée par l'observation fine du déphasage entre le mouvement du vérin et celui de la fondation, qui montre que celui-ci est de l'ordre de  $0,03s$  à  $0,04s$  (figure 3.30). A des fréquences de  $1Hz$  et pour des amplitudes de  $5mm$  à  $30mm$ , ceci peut correspondre à des déplacements de l'ordre de  $1mm$  à  $3mm$ , croissants avec l'amplitude et de l'ordre de la "largeur" des paliers observés.

Nous pouvons enfin attribuer également la forme inhabituelle des courbes d'hystérésis aux conditions aux limites assez complexes dans les essais. En effet, lorsque la fondation bascule sous chargement horizontal, la petite membrane se déforme et s'incline, ce qui génère une composante horizontale et donc une contribution à la force horizontale appliquée à la fonda-

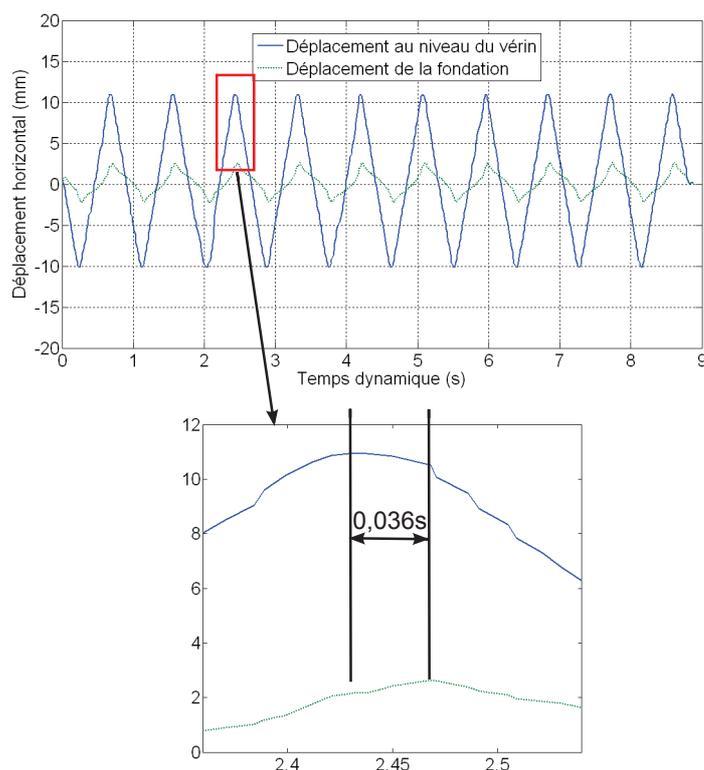


FIG. 3.30 – Comparaison du déplacement horizontal du vérin et de la fondation en fonction du temps

tion, mais dans le sens opposé à celle-ci. Mais il faut remarquer que l'inclinaison maximum de la fondation n'a pas dépassé  $5^\circ$ , et que la contribution de cette composante reste faible. Elle reste difficile à estimer dans la mesure où nous connaissons mal la charge réellement transmise à la fondation par la membrane toroïdale à travers une couche de sable de  $5\text{cm}$  d'épaisseur.

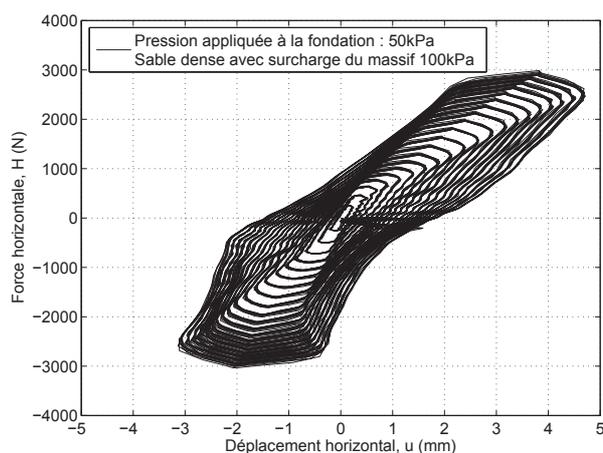


FIG. 3.31 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de  $50\text{kPa}$  et avec surcharge du massif de  $100\text{kPa}$  pour le sable dense

Nous observons les mêmes tendances dans le sable dense que dans le sable lâche, sauf que les forces maximales atteintes sont beaucoup moins importantes. Par ailleurs, la partie où la

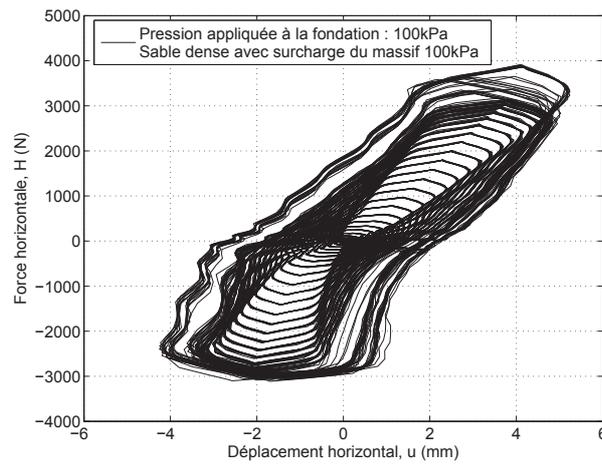


FIG. 3.32 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 100kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense

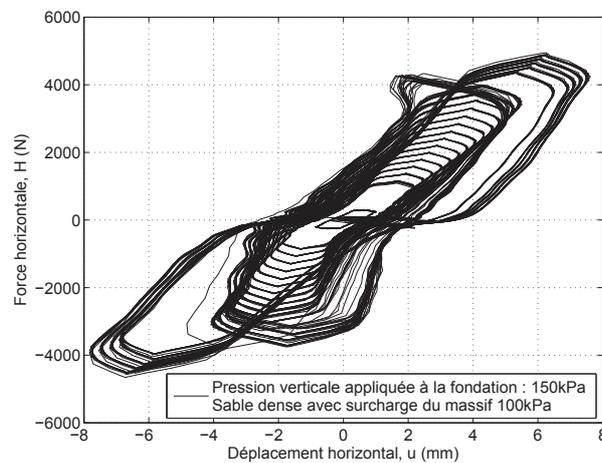


FIG. 3.33 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 150kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense

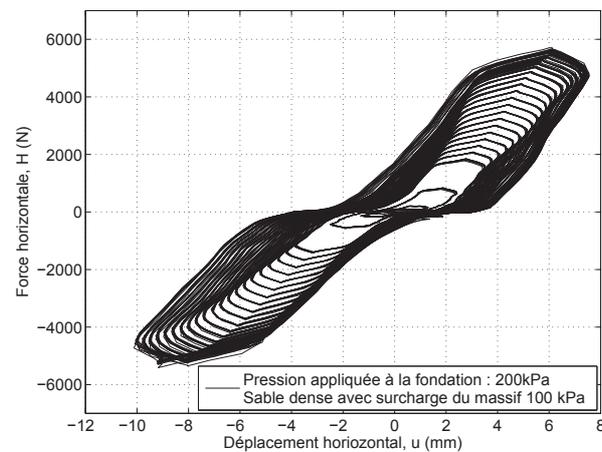


FIG. 3.34 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 200kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense

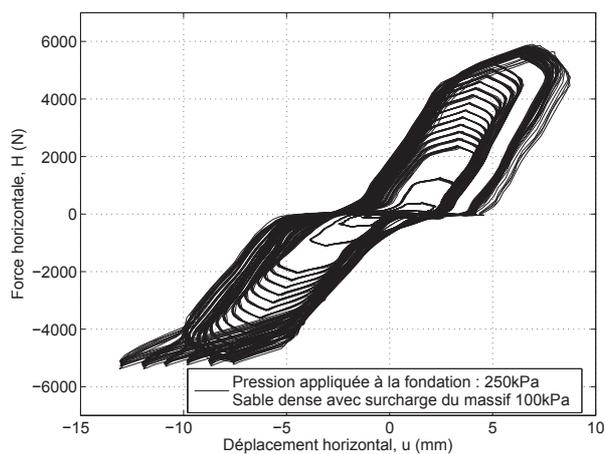


FIG. 3.35 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 250kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense

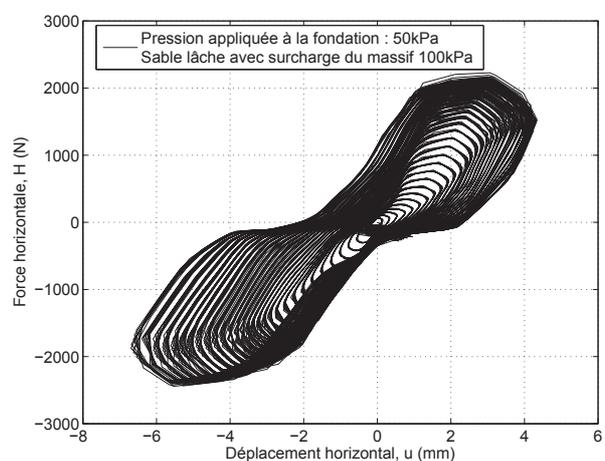


FIG. 3.36 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 50kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

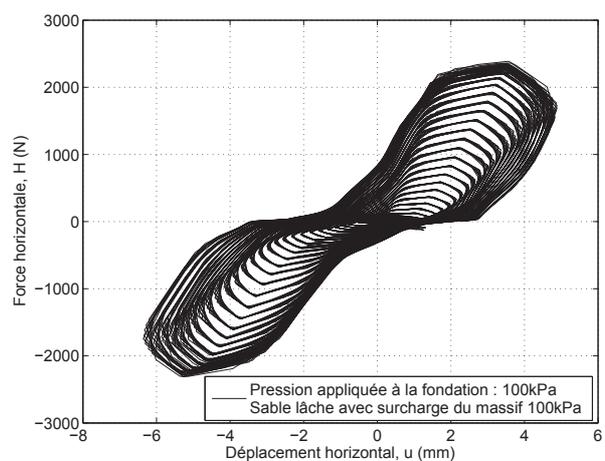


FIG. 3.37 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 100kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

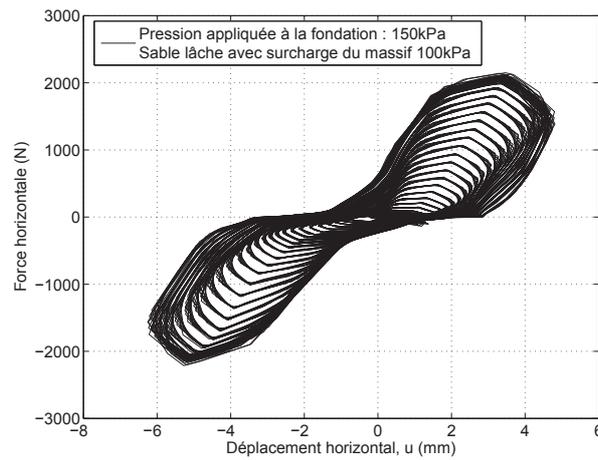


FIG. 3.38 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 150kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

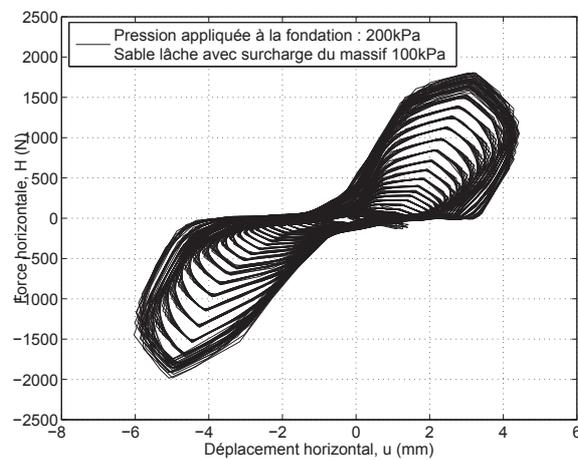


FIG. 3.39 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 200kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

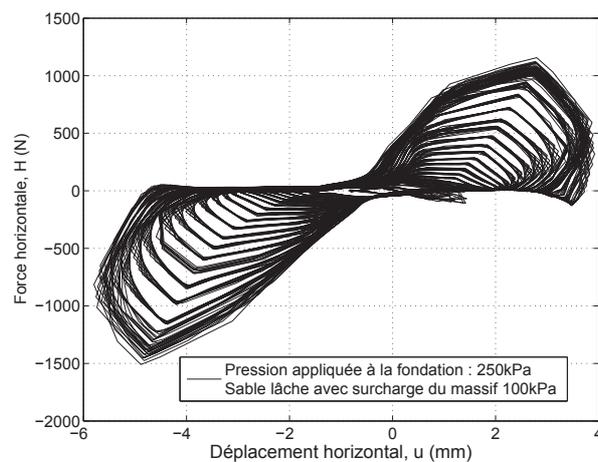


FIG. 3.40 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 250kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

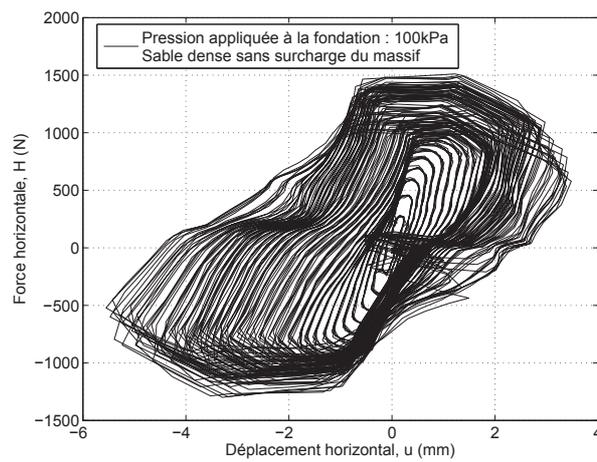


FIG. 3.41 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 100kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense

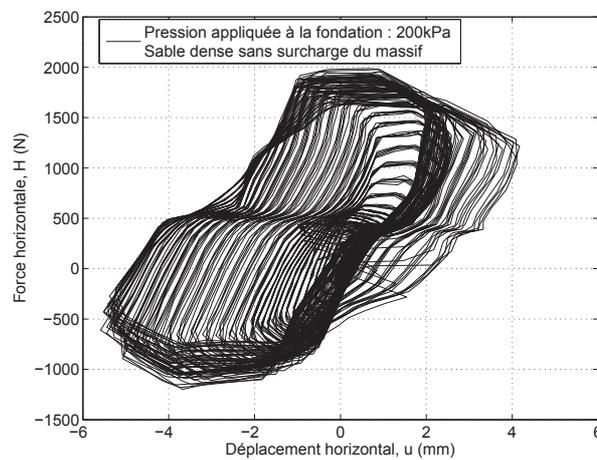


FIG. 3.42 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 200kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense

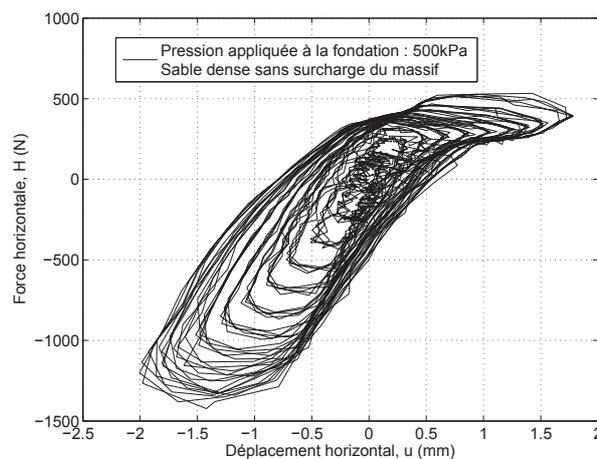


FIG. 3.43 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 500kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense

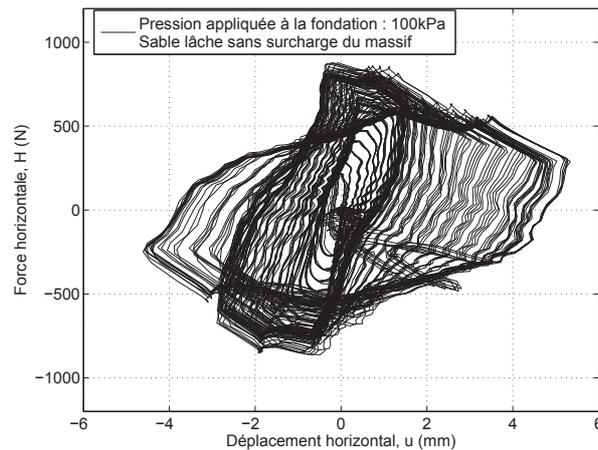


FIG. 3.44 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 100kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche

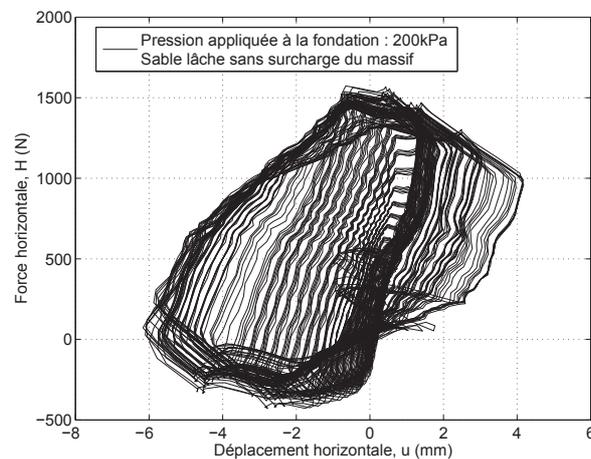


FIG. 3.45 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 200kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche

rigidité horizontale est quasi-nulle (effet du dévissage du poteau) apparaît clairement dès les premiers essais, ce qui conduit à des amplitudes réelles des déplacements horizontaux de la fondation plus faibles et donc à des valeurs de forces mobilisées plus faibles pour les charges verticales de 200kPa et 250kPa.

Nous constatons, dans le cas du massif non surchargé, que l'allure des courbes est différente de celles avec surcharge du massif. L'augmentation de la taille des boucles d'hystérésis est clairement plus importante par rapport aux essais avec surcharge. L'atteinte de la capacité horizontale limite de la fondation est plus flagrante que les essais avec surcharge du massif. Nous remarquons que lorsque l'amplitude du déplacement horizontal atteint un certain seuil, cette limite de la force horizontale n'augmente plus, voire diminue. Nous voyons logiquement que cette capacité est plus élevée dans le sable dense que dans le sable lâche. Lorsque la pression verticale a été augmentée à 500kPa, la rigidité horizontale a chuté soudainement pour le sable dense, ce qui n'est pas le cas pour le sable lâche. La raison vient peut-être du fait que le sol a atteint la rupture après deux séries d'essais sous charges verticales 100kPa et 200kPa.

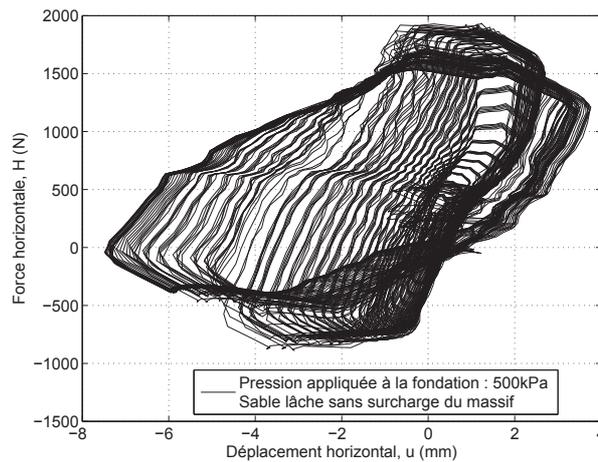


FIG. 3.46 – Réponse horizontale de la fondation sous pression verticale de 500kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche

Nous avons regroupé les valeurs de la rigidité horizontale déduites des courbes " force horizontale-déplacement horizontal " en fonction de l'amplitude du déplacement horizontal dans les figures 3.47 et 3.48. Nous avons déterminé cette rigidité en prenant la pente moyenne des parties montantes des courbes d'hystérésis, en faisant abstraction des irrégularités liées au jeu et aux paliers de force. Nous constatons dans tous les cas une dégradation de la rigidité horizontale dès les premiers cycles jusqu'à une amplitude de 10mm. Dans le cas du massif surchargé, il est très difficile de dégager une tendance concernant l'effet de la charge verticale et l'amplitude du déplacement horizontal. Ceci peut s'expliquer par l'interaction entre la petite et la grande membrane ainsi que le fort dévissage du poteau. Les valeurs de la rigidité horizontale oscillent entre 900N/mm et 1100N/mm pour le sable dense et entre 800N/mm et 1000N/mm. Elles correspondent à peu près à l'ordre de grandeur de la rigidité horizontale calculée par les expressions analytiques que nous pouvons trouver dans la littérature.

Pour le massif non surchargé, nous constatons une stabilisation pour toutes les charges verticales en fonction de l'amplitude du déplacement avec une valeur d'environ 900N/mm pour le sable dense et de 600N/mm à 700N/mm pour le sable lâche. La charge verticale ne montre pas un effet significatif sur la rigidité horizontale. Par ailleurs, nous trouvons que la différence avec le massif surchargé est assez faible. Enfin, lorsque l'amplitude du déplacement horizontal dépasse 20mm, la rigidité horizontale commence à diminuer de nouveau, ce qui indique l'atteinte de la capacité horizontale.

### 3.3.4 Rigidité en rotation

La réponse en rotation de la fondation est illustrée par les courbes " moment-rotation " dans les figures ci-après. Les courbes regroupées concernent respectivement le massif surchargé et non surchargé pour le sable dense et le sable lâche. Les figures 3.49 à 3.53 correspondent aux essais dans le sable dense avec le massif surchargé, et les figures 3.54 à 3.58 correspondent aux essais dans le sable lâche avec le massif surchargé. Les figures 3.59 à 3.61 et 3.62 à 3.64 représentent respectivement les essais dans le sable dense et le sable lâche sans surcharge du massif.

Nous trouvons des tendances principales similaires à celles de la réponse horizontale. La dissi-

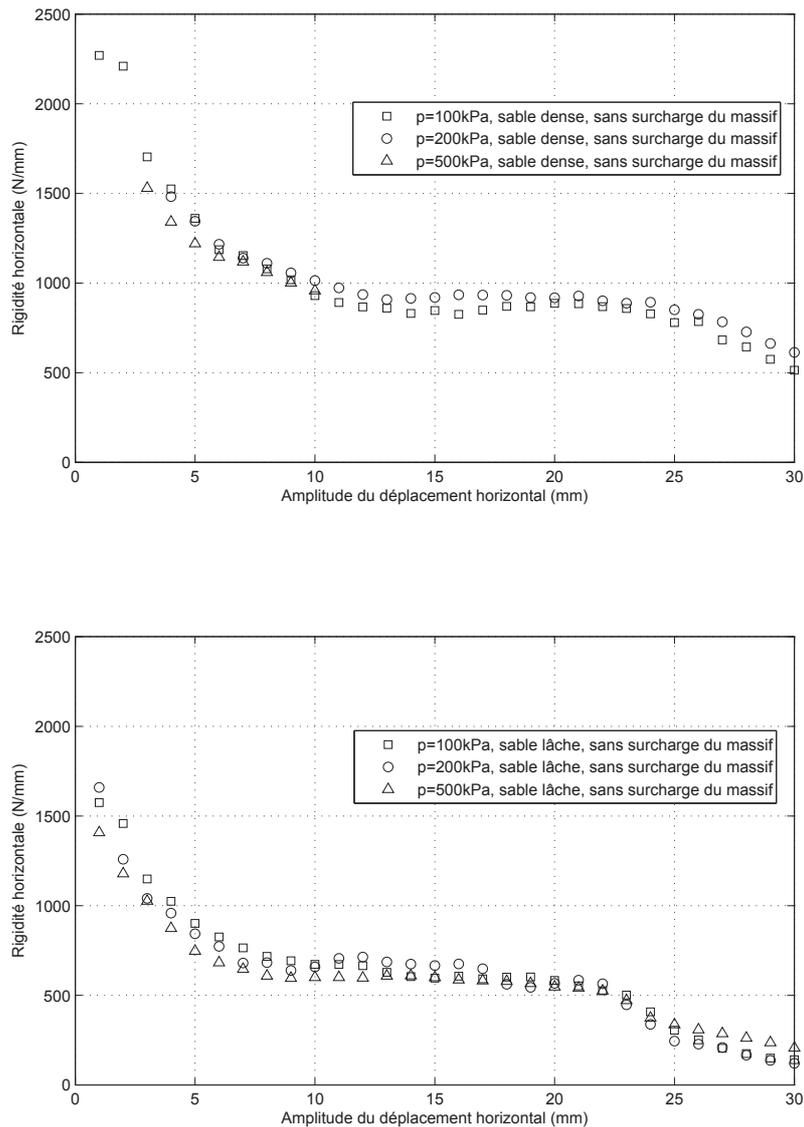


FIG. 3.47 – *Rigidité horizontale en fonction de l'amplitude du déplacement horizontal pour le massif non surchargé*

pation d'énergie est plus importante dans le sable lâche que dans le sable dense, surtout lors des essais sans surcharge sur le massif de sol. Pour les essais dans le massif surchargé, la capacité limite du moment n'est pas atteinte pour presque toutes les charges verticales, puisque les moments maxima augmentent constamment avec les amplitudes de rotation. Néanmoins, pour les essais sans surcharge sur le massif, le moment limite est très rapidement atteint dès les premières charges verticales. Une légère asymétrie dans les courbes " moment-rotation " montre que la fondation a tendance à basculer un peu plus dans un sens que l'autre, ce qui ressemble à la tendance du déplacement horizontal de la fondation plutôt vers un côté constatée sur les courbes " force horizontale-déplacement horizontal ".

Les figures 3.65 et 3.66 montrent l'évolution de la rigidité en rotation en fonction de l'amplitude du déplacement horizontal. Nous observons une nette diminution de la rigidité en rotation avec l'augmentation de l'amplitude du déplacement horizontal pour le massif non surchargé. Une légère influence de la charge verticale appliquée à la fondation est constatée, avec une

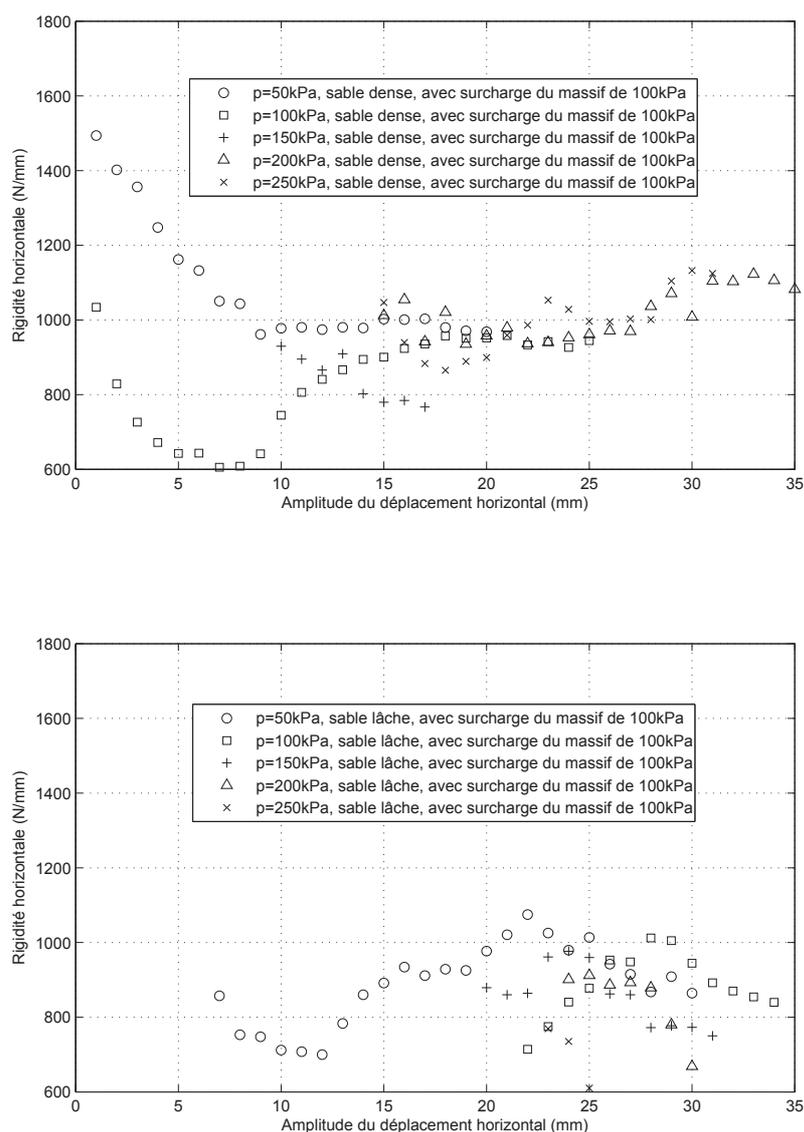


FIG. 3.48 – Rigidité horizontale en fonction de l'amplitude du déplacement horizontal pour le massif surchargé

rigidité en rotation plus élevée pour les charges verticales plus grandes. La différence n'est pas très évidente entre le sable dense et le sable lâche, avec une tendance à une rigidité en rotation légèrement plus importante pour le sable dense.

Dans le cas du massif surchargé, l'évolution de la rigidité en rotation est beaucoup moins importante. Les valeurs ne varient pas beaucoup en fonction de l'amplitude du déplacement horizontal entre  $70\text{kN.m/rad}$  et  $100\text{kN.m/rad}$  pour le sable dense, et entre  $40\text{kN.m/rad}$  et  $60\text{kN.m/rad}$  pour le sable lâche. De même, il est difficile de mettre en évidence l'effet de la charge verticale sur la rigidité en rotation à cause de l'effet du dévissage du poteau. Les valeurs trouvées pour la rigidité en rotation sont généralement plus faibles que les valeurs calculées par des expressions analytiques de la littérature.

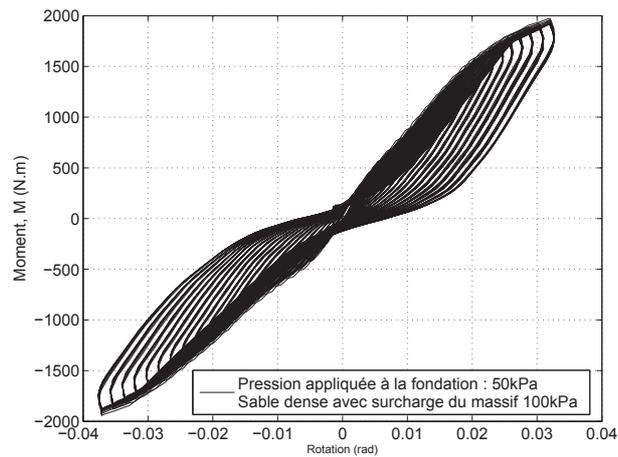


FIG. 3.49 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 50kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense

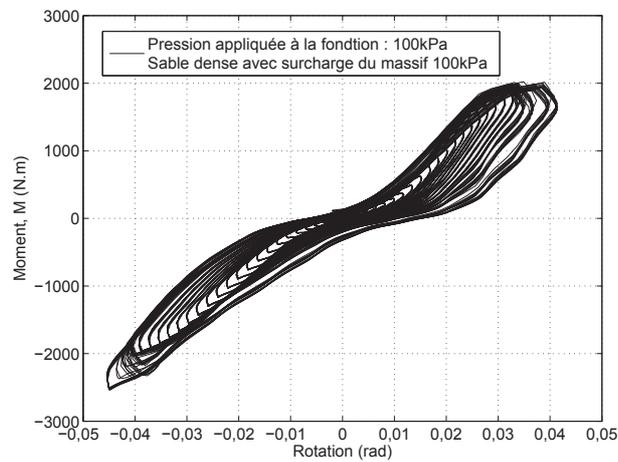


FIG. 3.50 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense

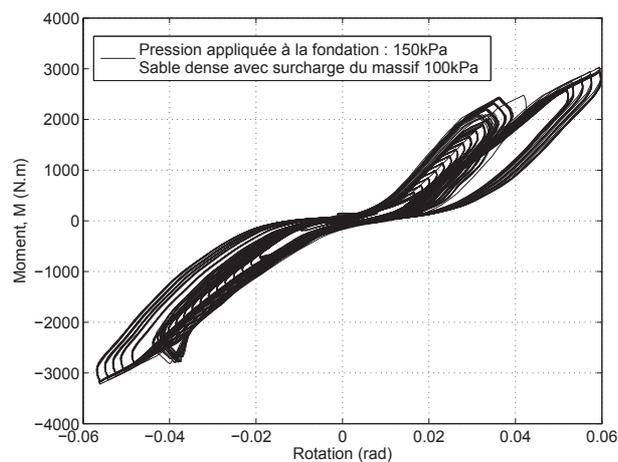


FIG. 3.51 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 150kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense

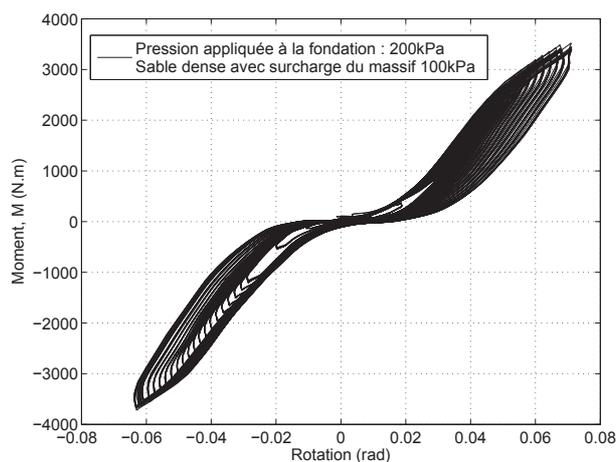


FIG. 3.52 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense

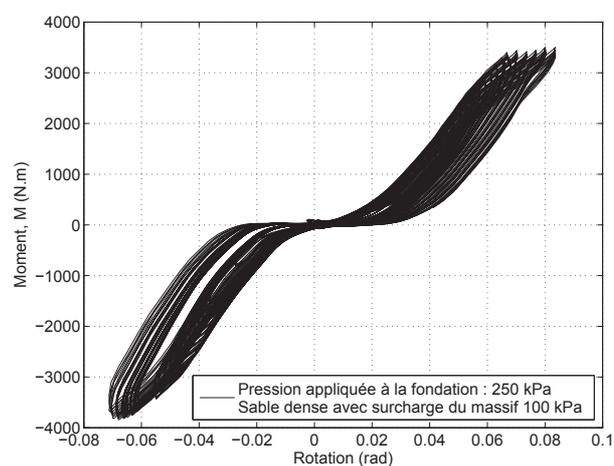


FIG. 3.53 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 250kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense

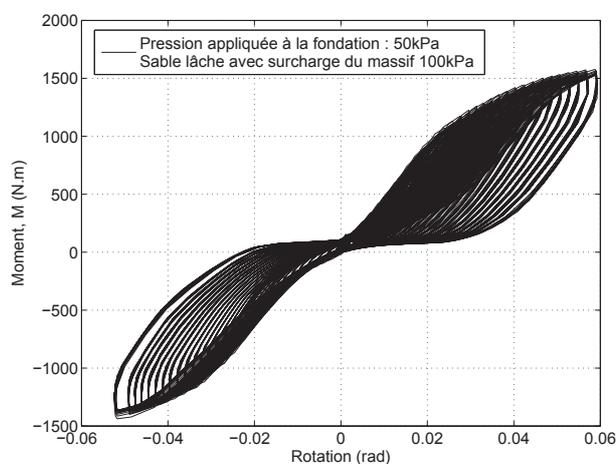


FIG. 3.54 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 50kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

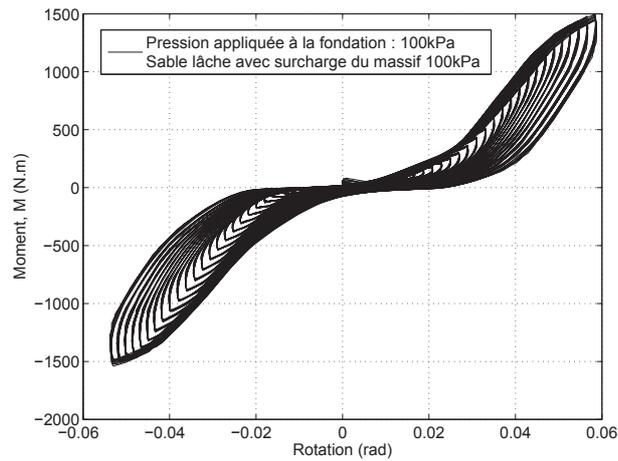


FIG. 3.55 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

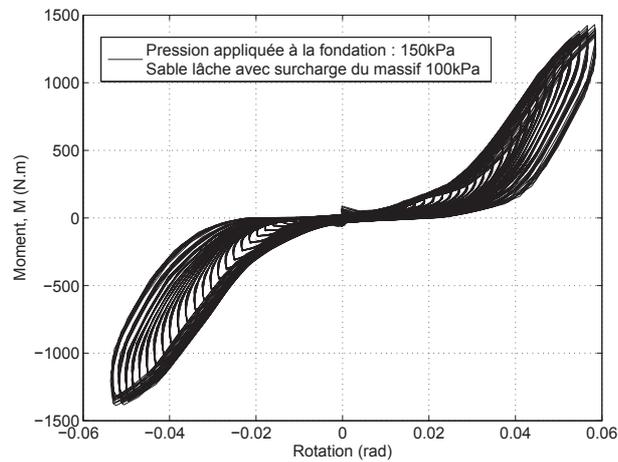


FIG. 3.56 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 150kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

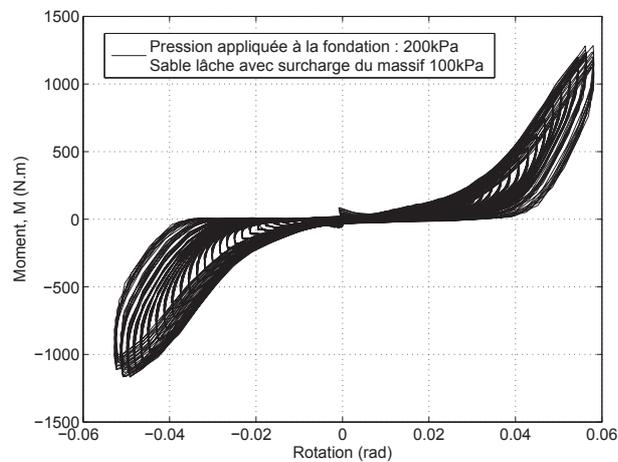


FIG. 3.57 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

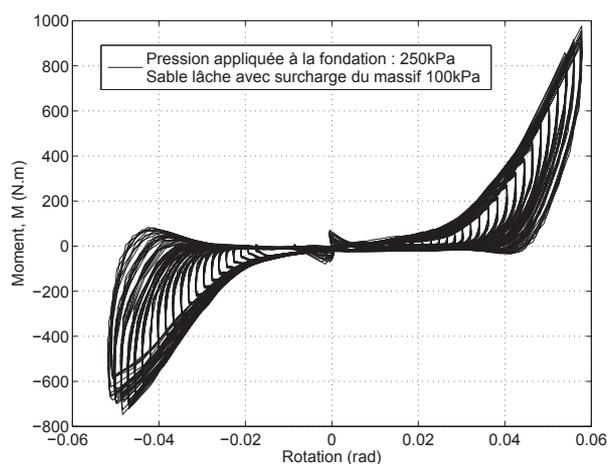


FIG. 3.58 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 250kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

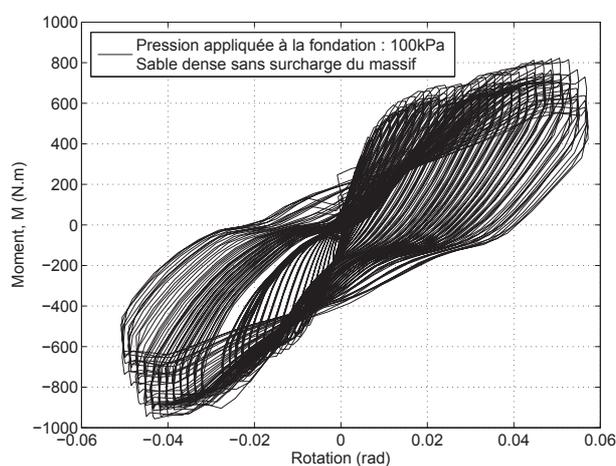


FIG. 3.59 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense

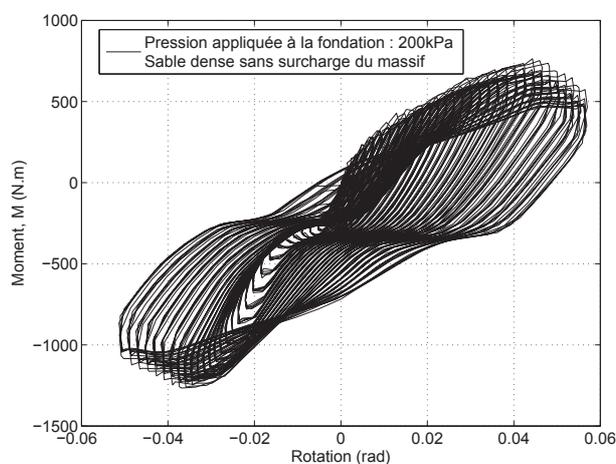


FIG. 3.60 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense

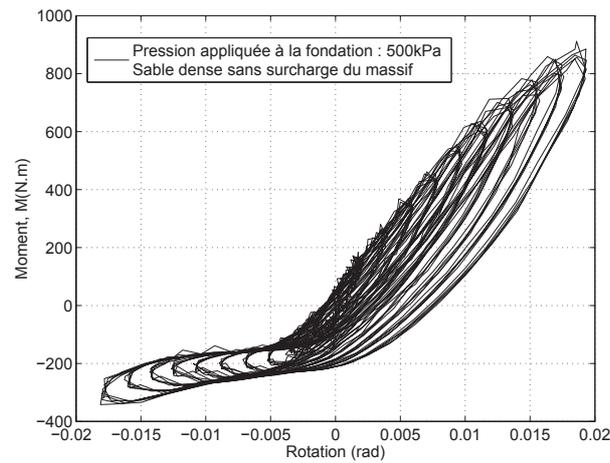


FIG. 3.61 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 500kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense

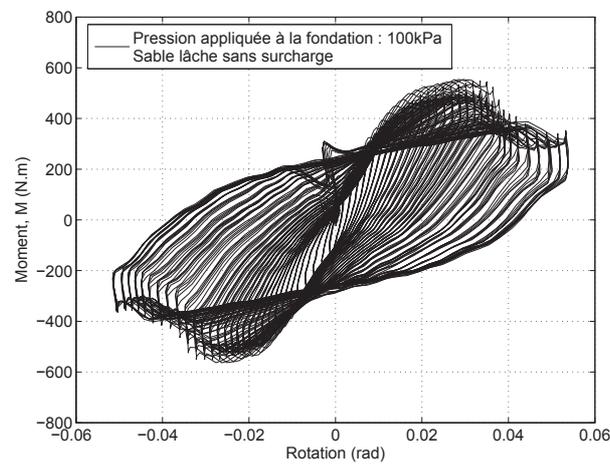


FIG. 3.62 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche

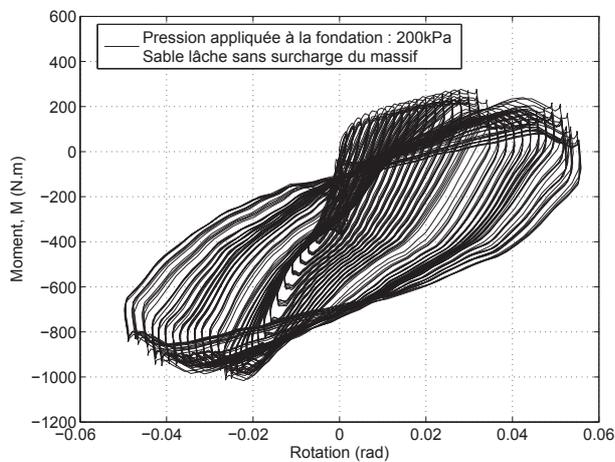


FIG. 3.63 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche

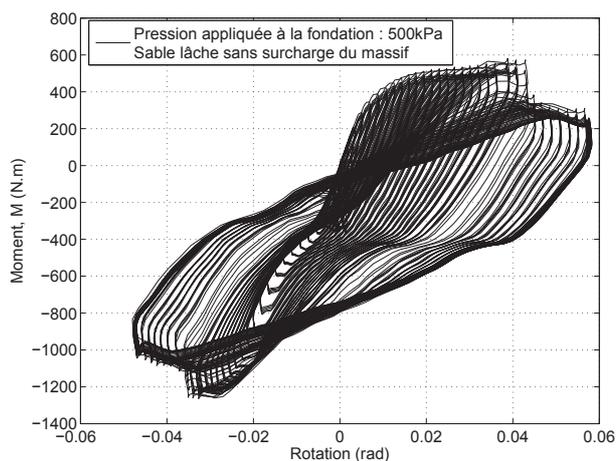


FIG. 3.64 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 500kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche

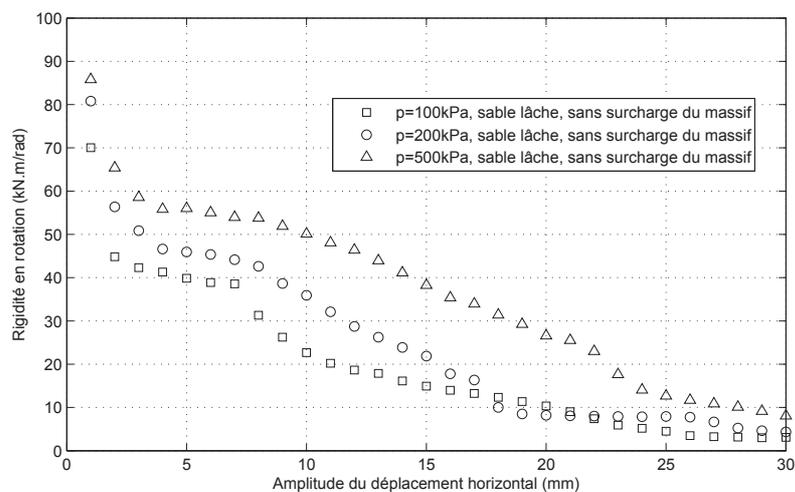
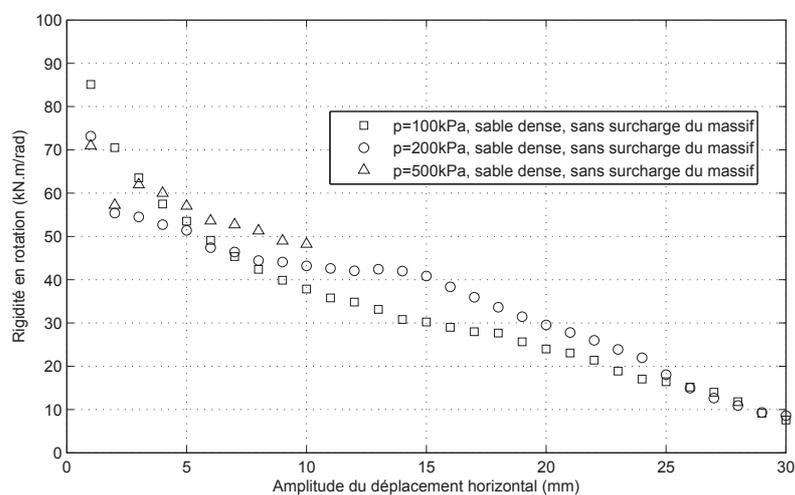


FIG. 3.65 – Rigidité en rotation en fonction de l'amplitude du déplacement horizontal pour le massif non surchargé

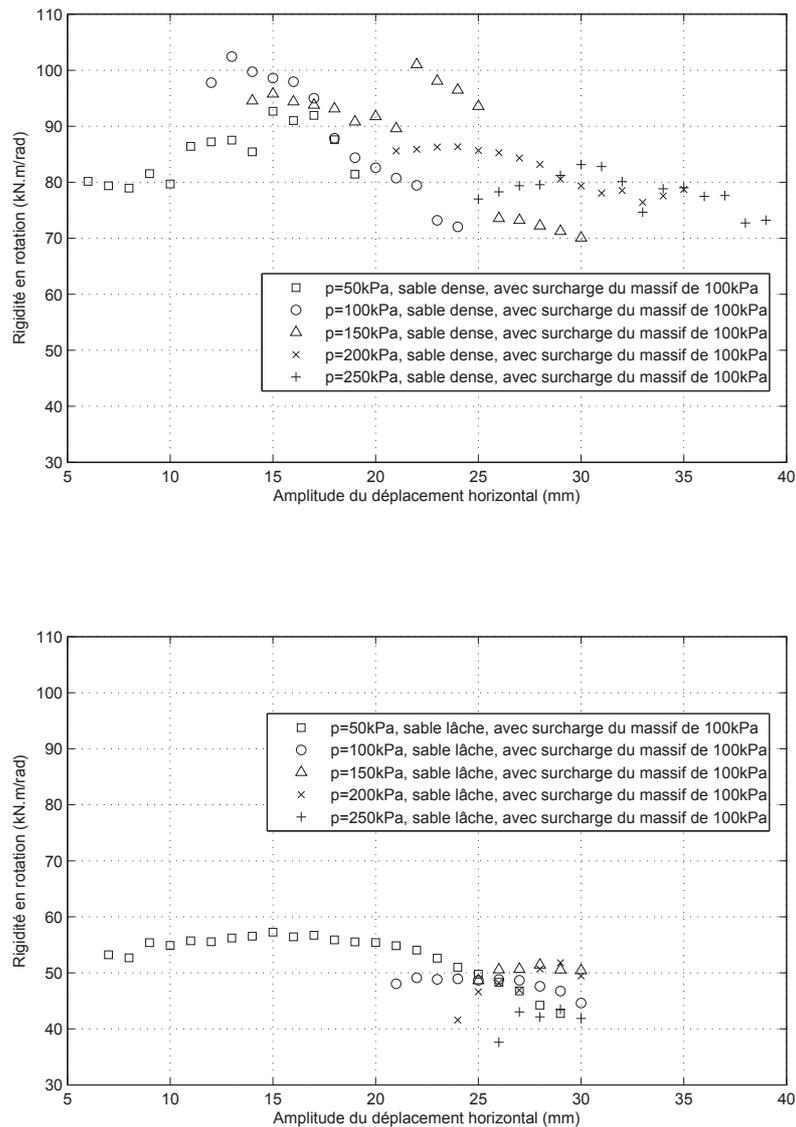


FIG. 3.66 – Rigidité en rotation en fonction de l'amplitude du déplacement horizontal pour le massif surchargé

### 3.3.5 Tassement

Le tassement de la fondation au cours des chargements est représenté dans les figures suivantes. Les figures 3.67 à 3.71 correspondent aux essais dans le sable dense avec le massif surchargé, et les figures 3.72 à 3.76 correspondent aux essais dans le sable lâche avec le massif surchargé. Les figures 3.77 à 3.79 et 3.80 à 3.82 représentent respectivement les essais dans le sable dense et le sable lâche sans surcharge du massif.

Nous observons systématiquement des tassements positifs, c'est-à-dire le soulèvement de la fondation pendant les essais dans le massif surchargé pour les derniers cycles avec les amplitudes plus importantes. Cela provient probablement de deux faits. Le premier est lié à la petite membrane qui se déforme et se déplace. Donc le sable entre la petite membrane et la fondation a tendance de sortir par le trou de la petite membrane, ce qui fait que la fondation se soulève

sous chargement cyclique. Mais cela explique principalement le soulèvement de la fondation au début des cycles avec les petites amplitudes. Le soulèvement lors des grandes amplitudes du déplacement horizontal est certainement dû au dévissage du poteau de la fondation.

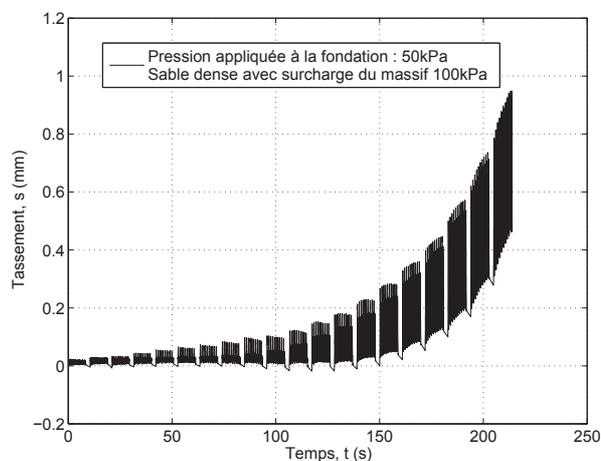


FIG. 3.67 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de  $50kPa$  et avec surcharge du massif de  $100kPa$  pour le sable dense

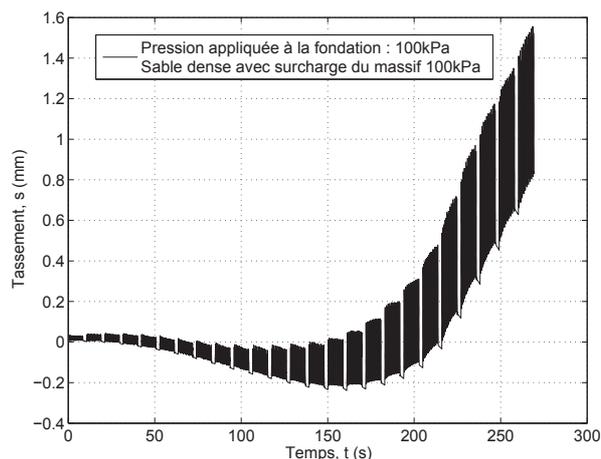


FIG. 3.68 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de  $100kPa$  et avec surcharge du massif de  $100kPa$  pour le sable dense

Dans le cas du massif surchargé, nous voyons un tassement final très faible d'environ  $0,5mm$  pour le sable dense sans tenir compte du faux soulèvement de la fondation. Alors que pour le sable lâche, nous avons un tassement final plus grand de  $1,4mm$  lorsque le dévissage du poteau n'a pas encore eu lieu pour la charge verticale de  $50kPa$ . Pour les charges de  $100kPa$  à  $250kPa$ , les tassements finaux sont inférieurs à  $1,4mm$  à cause aussi du dévissage du poteau pour le sable lâche.

Dans le cas du massif non surchargé, nous avons des résultats beaucoup plus cohérents. Le tassement de la fondation augmente constamment dès les premiers cycles sans atteindre un palier. Nous constatons des tassements finaux plus importants que dans le cas du massif surchargé, mais avec peu d'écart des valeurs entre le sable dense et le sable lâche.

L'accumulation du tassement en fonction du déplacement horizontal et de la rotation dans le cas du massif non surchargé est représentée dans les figures 3.83 et 3.84. Nous observons

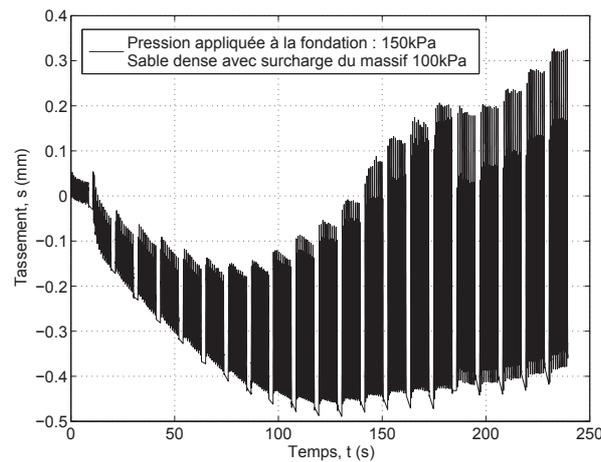


FIG. 3.69 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de  $150kPa$  et avec surcharge du massif de  $100kPa$  pour le sable dense

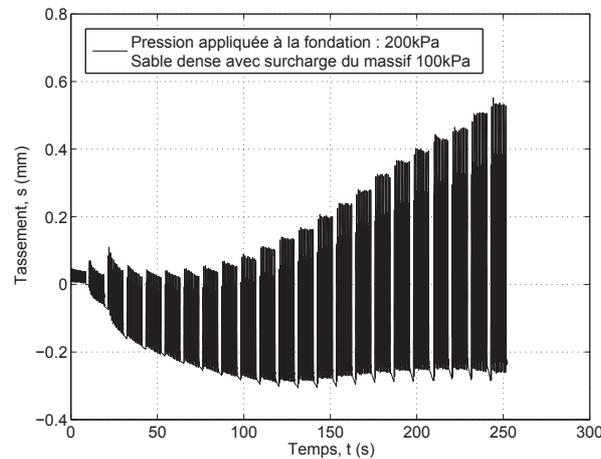


FIG. 3.70 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de  $200kPa$  et avec surcharge du massif de  $100kPa$  pour le sable dense

que le taux d'accumulation du tassement par cycle diminue lorsque le nombre des cycles augmente. Ceci est logique puisque le sable se densifie et la rigidité verticale augmente lorsque la fondation se tasse. Pour les grandes amplitudes de la rotation, par exemple pour le sable lâche avec la charge verticale de  $200kPa$ , la fondation se soulève et le décollement de la fondation semble se produire. Nous pouvons également voir le trajet du mouvement de la fondation sous chargement horizontal cyclique à travers les courbes " tassement-déplacement horizontal ". Lorsque le décollement a lieu, la fondation se remet d'abord en contact avec le sable avant de glisser sous chargement horizontal, en attendant le décollement de l'autre côté de la fondation lors de la sollicitation inverse.

### 3.4 Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons présenté un prototype de modèle physique visant à étudier l'interaction dynamique des interactions sol-fondation superficielle. En utilisant la chambre

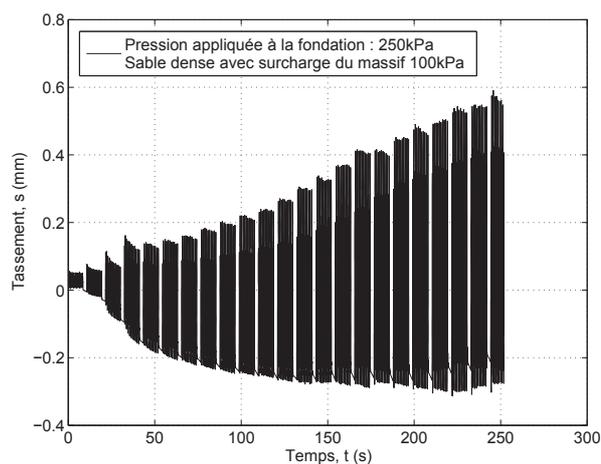


FIG. 3.71 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 250kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable dense

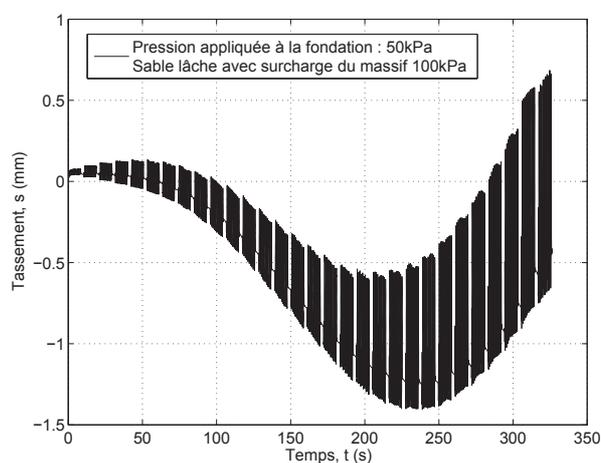


FIG. 3.72 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 50kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

d'étalonnage existante du laboratoire, nous avons conçu un système de chargement horizontal fixé sur la chambre avec un vérin rapide qui permet d'appliquer des chargements dynamiques horizontaux d'une fréquence voisine de  $1Hz$ . Une liaison spéciale composée d'une gaine à billes et de rotules entre la sortie du vérin et le poteau de la fondation a été mise en œuvre afin que la fondation puisse tourner et se tasser librement. Les rails de guidage et les roulements à billes permettent de reprendre les efforts verticaux parasites afin d'éviter la discontinuité du mouvement et de ne pas abîmer le vérin. La charge verticale sur la fondation a été appliquée via une petite membrane remplie d'eau à pression réglable. Une grande membrane permet de réaliser la pressurisation du massif de sol pour compenser le non-respect du niveau de contraintes dans le sol.

Des séries d'essais correspondant aux 8 remplissages ont été réalisés. L'effet de l'amplitude du chargement horizontal et de la densité du sable ainsi que l'effet de la surcharge du massif de sol ont été étudiés. Un défaut du modèle de la fondation superficielle est apparu tout au long des essais à cause du dévissage du poteau, et ceci nous a donné des résultats anormaux. Malgré cela, nous avons pu observer les effets des différents paramètres après avoir rectifié

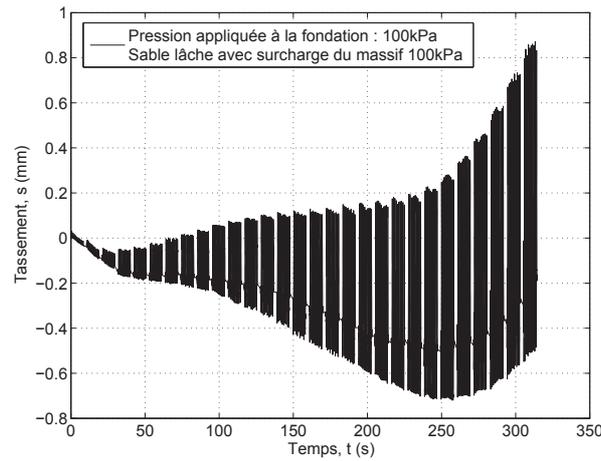


FIG. 3.73 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

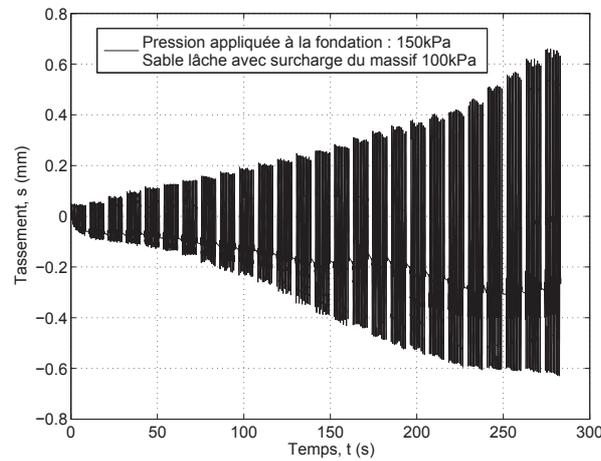


FIG. 3.74 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 150kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

les résultats obtenus. Dans certains cas, nous constatons que la fondation se soulève au cours des essais avec surcharge du massif à cause des conditions aux limites complexes engendrées par les membranes et le dévissage du poteau. Mais le tassement observé durant les essais sans surcharge du massif s'avère plutôt raisonnable. L'effet de la densité du massif de sable en place a été montré pendant tous les essais. Un effet inertiel sur la fondation a été mis en évidence d'une part par le déphasage entre les mouvements du vérin et ceux de la fondation, et d'autre part par la forme des boucles d'hystérésis. Lorsque nous augmentons l'amplitude de la charge horizontale, pour les essais avec surcharge du massif, la diminution de la rigidité horizontale et de la rigidité en rotation ne s'observe pas très clairement. Néanmoins, pour les essais sans surcharge du massif, la dégradation des rigidités est plus évidente.

Globalement cette première série d'essais montre que, moyennant certaines améliorations à apporter au dispositif expérimental, le modèle physique présenté permet d'utiliser des fondations reliées à des poteaux de dimensions suffisantes pour étudier leur endommagement sous sollicitations sismiques transverses, en intégrant la présence du sol.

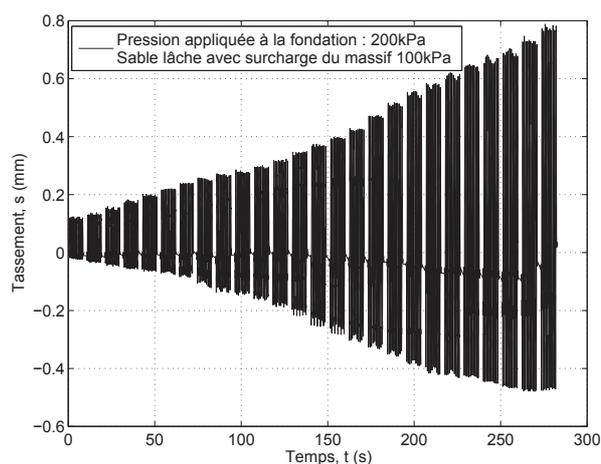


FIG. 3.75 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

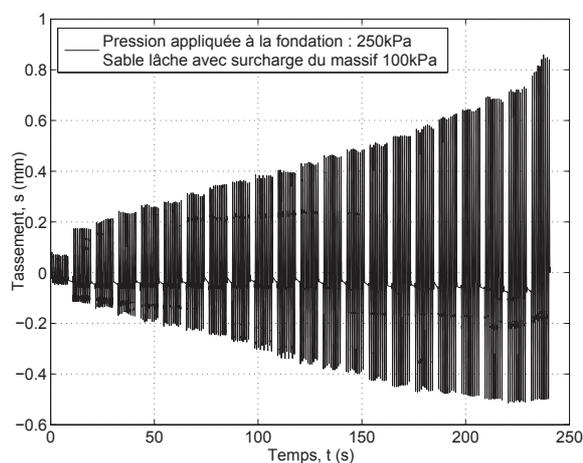


FIG. 3.76 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 250kPa et avec surcharge du massif de 100kPa pour le sable lâche

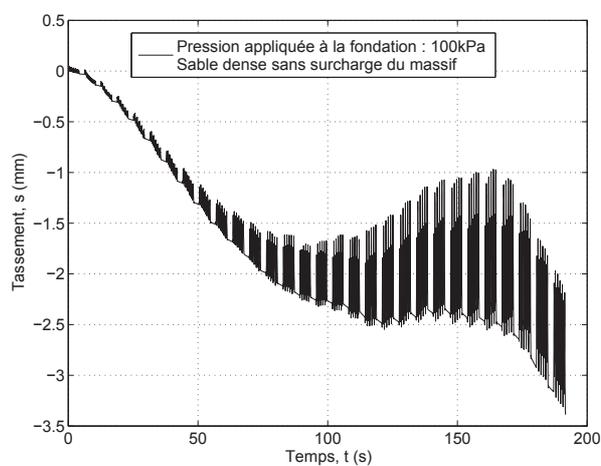


FIG. 3.77 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense

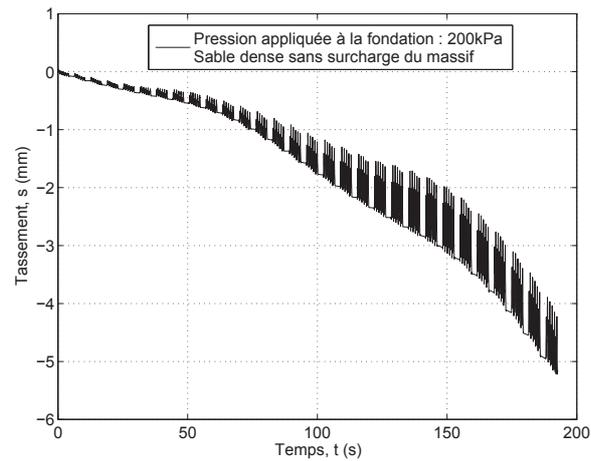


FIG. 3.78 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense

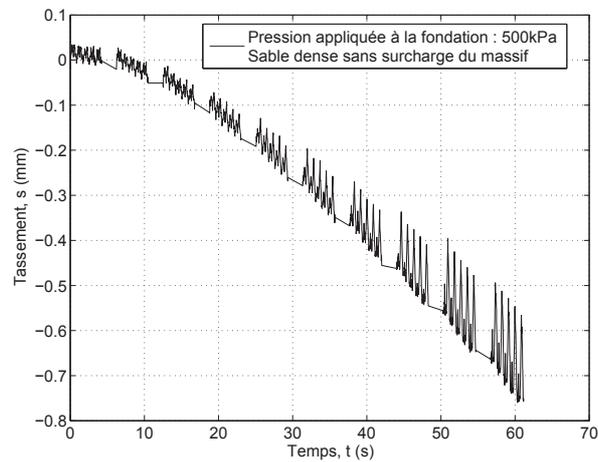


FIG. 3.79 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 500kPa et sans surcharge du massif pour le sable dense

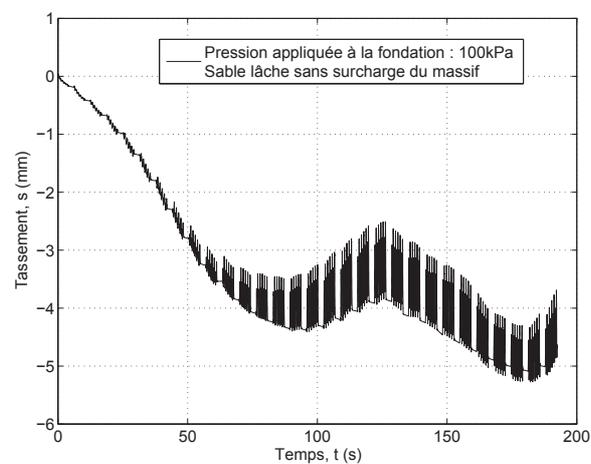


FIG. 3.80 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 100kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche

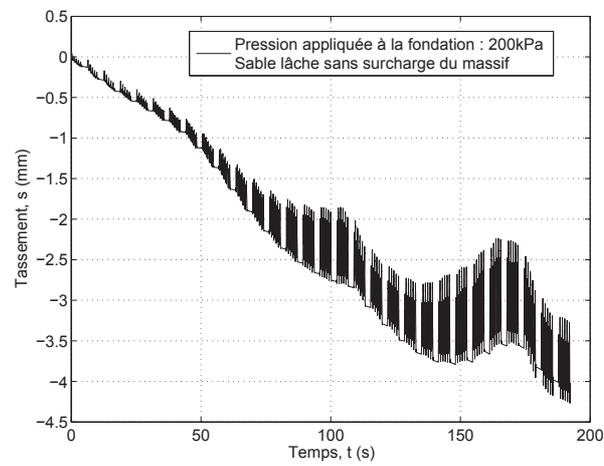


FIG. 3.81 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 200kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche

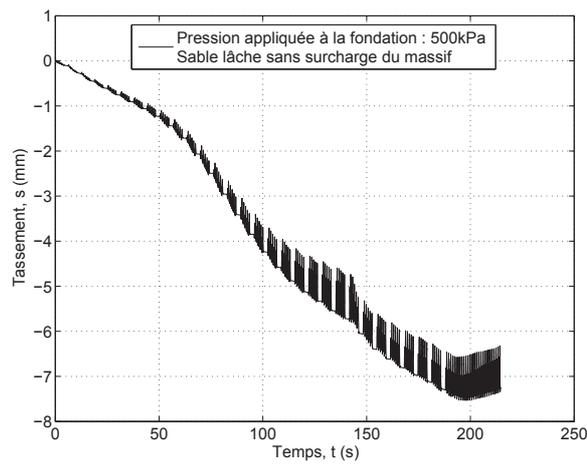


FIG. 3.82 – Réponse en rotation de la fondation sous pression verticale de 500kPa et sans surcharge du massif pour le sable lâche

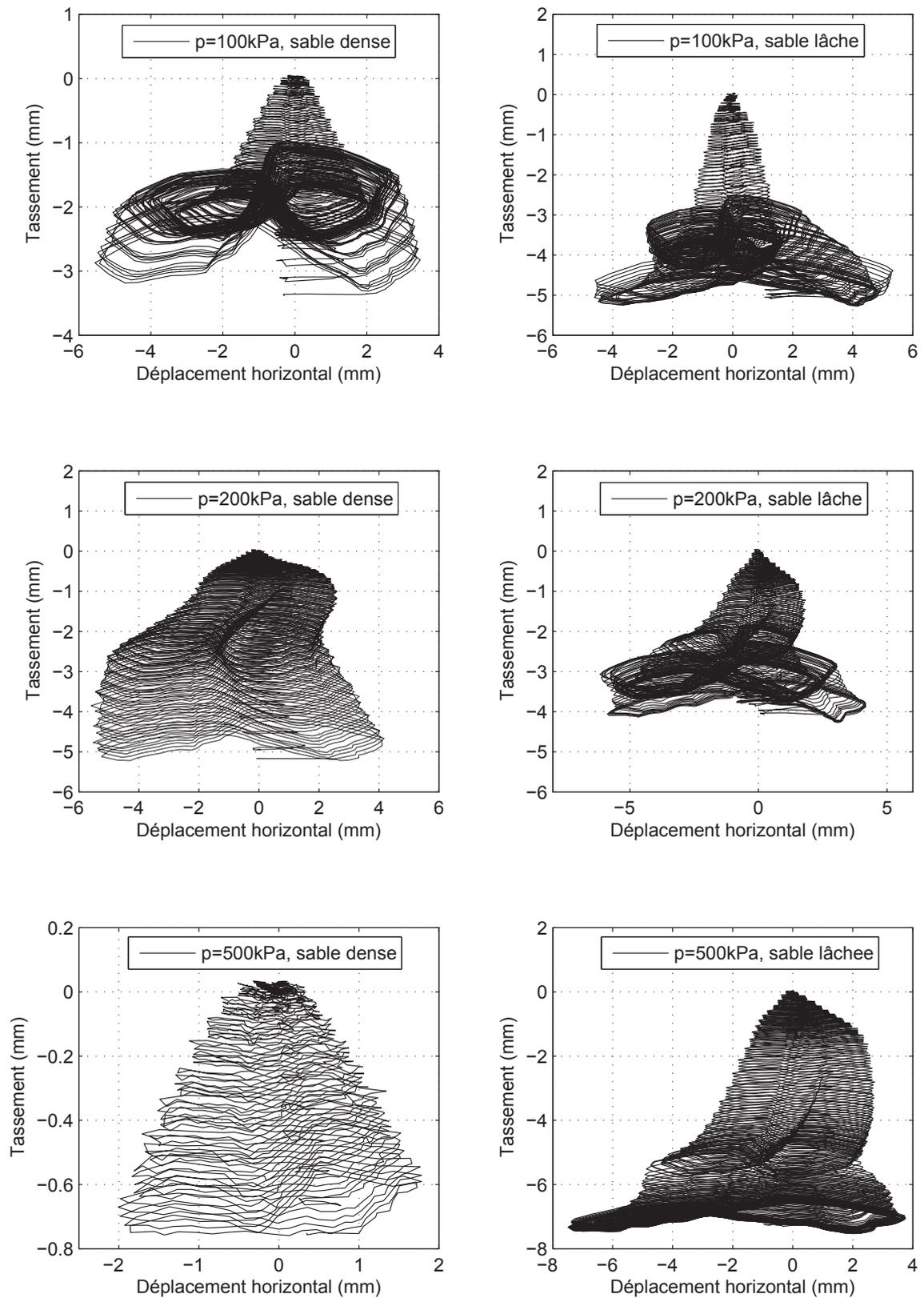


FIG. 3.83 – Tassement en fonction du déplacement horizontal pour le massif non surchargé

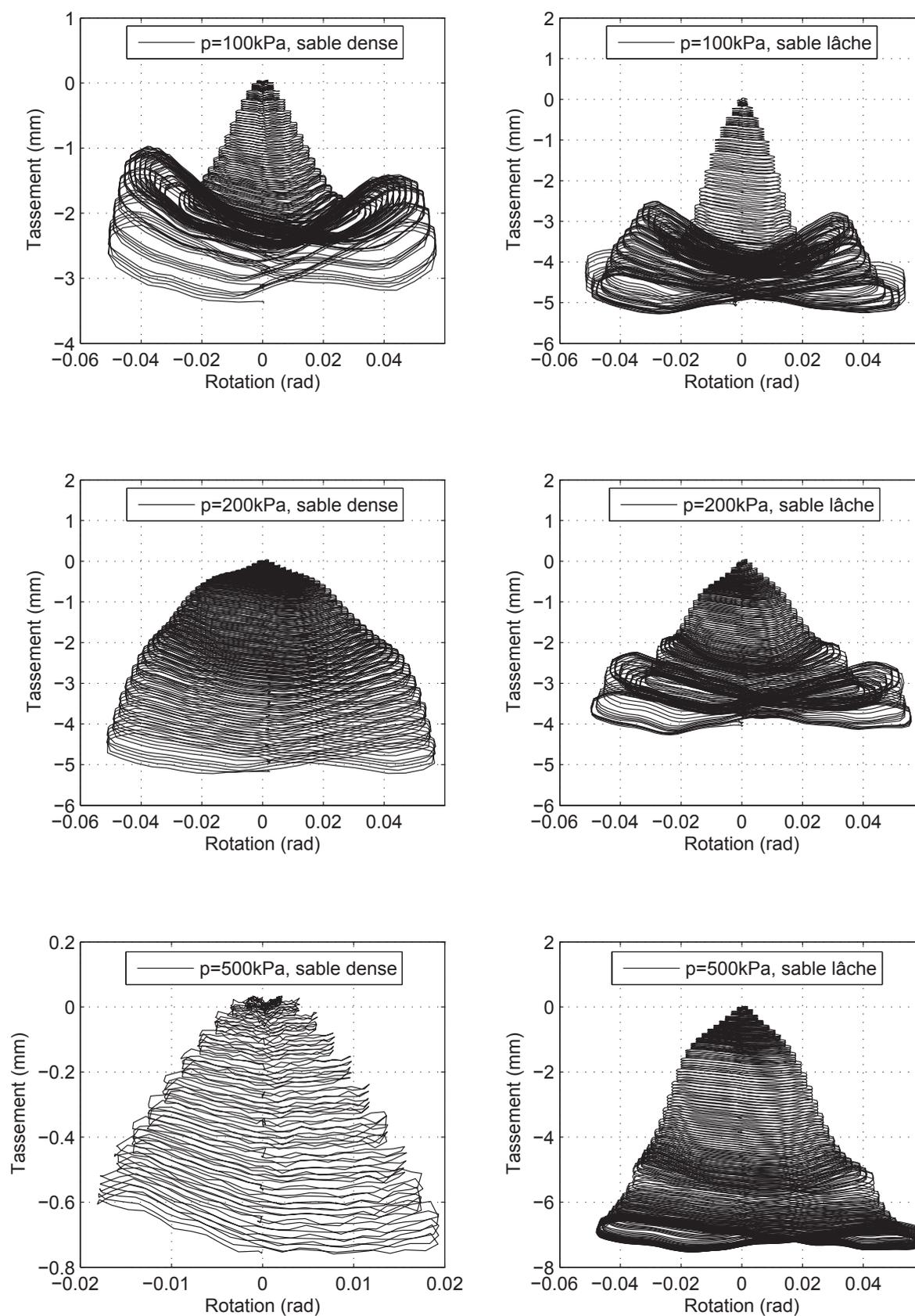


FIG. 3.84 – Tassement en fonction de la rotation pour le massif non surchargé

---

## Modélisation physique de Colonnes à Modules Mixtes (CMM)

---

Nous présentons, dans cette partie, les apports d'une "amélioration de sols" en interaction sol-structure en étudiant le comportement sous sollicitation horizontale dynamique d'une fondation sur sol renforcé.

Une étude est menée sur une semelle carrée de  $2m$  de côté sous sollicitation horizontale reposant sur un massif de sol mou renforcé par quatre Colonnes à Modules Mixtes (CMM) et quatre Inclusions Rigides (IR) dans le but de comparer l'efficacité de ces deux systèmes dans le cas de sollicitations sismiques.

Les modèles physiques en deux dimensions à l'échelle 1/10 sont réalisés dans la "VisuCuve" du *Laboratoire 3S-R* sous gravité normale afin de visualiser et analyser le comportement sous chargements cycliques horizontaux. Les chargements cycliques quasi-statiques et dynamiques sont appliqués à la fondation afin d'examiner l'effet inertiel sur les CMM et IR.

### 4.1 Méthodologie expérimentale

#### 4.1.1 Présentation des modèles physiques

Deux modèles réduits d'une semelle carrée de  $20cm$  de côté et de  $2cm$  d'épaisseur sont réalisés. Ils reposent sur un massif d'argile molle respectivement renforcé par les CMM et les IR. Le massif d'argile est reproduit en mixant deux types d'argile et en adaptant la teneur en eau du mélange pour obtenir la résistance mécanique souhaitée ([Orozco *et al.*, 2007]). Les CMM sont modélisées en 2D par deux sections rectangulaires ( $20cm \times 9cm$ ) remplies de graviers en partie supérieure (en gravier) et deux plaques en aluminium d'une section rectangulaire ( $20cm \times 0.3cm$ ) en partie inférieure (inclusions rigides). Les longueurs des parties supérieure et inférieure sont respectivement  $10cm$  et  $50cm$ . La partie inférieure est encastrée de  $5cm$  dans

une couche de gravier sous-jacente. L'entre-axe des deux CMM est de  $12\text{cm}$ . Les têtes de la partie rigide de la CMM sont encastrées dans deux plaques en PVC afin de simuler les zones de transition et de supporter les graviers pour se rapprocher du principe de connexion réel. Deux chaussettes géotextiles sont utilisées pour éviter la pénétration des graviers de la partie supérieure en gravier dans l'argile aux alentours. Des papiers de verre sont collés sur la surface inférieure du modèle de la semelle, ainsi que sur les plaques en PVC afin d'obtenir un meilleur frottement donc une meilleure transmission des forces horizontales appliquées au modèle de la semelle vers les têtes de la partie rigide. Le modèle de la semelle est encastré complètement dans l'argile. Pour le modèle des IR avec matelas, la même configuration est reproduite. Le matelas granulaire continu se substitue à la partie supérieure de la CMM (Figure 4.1).

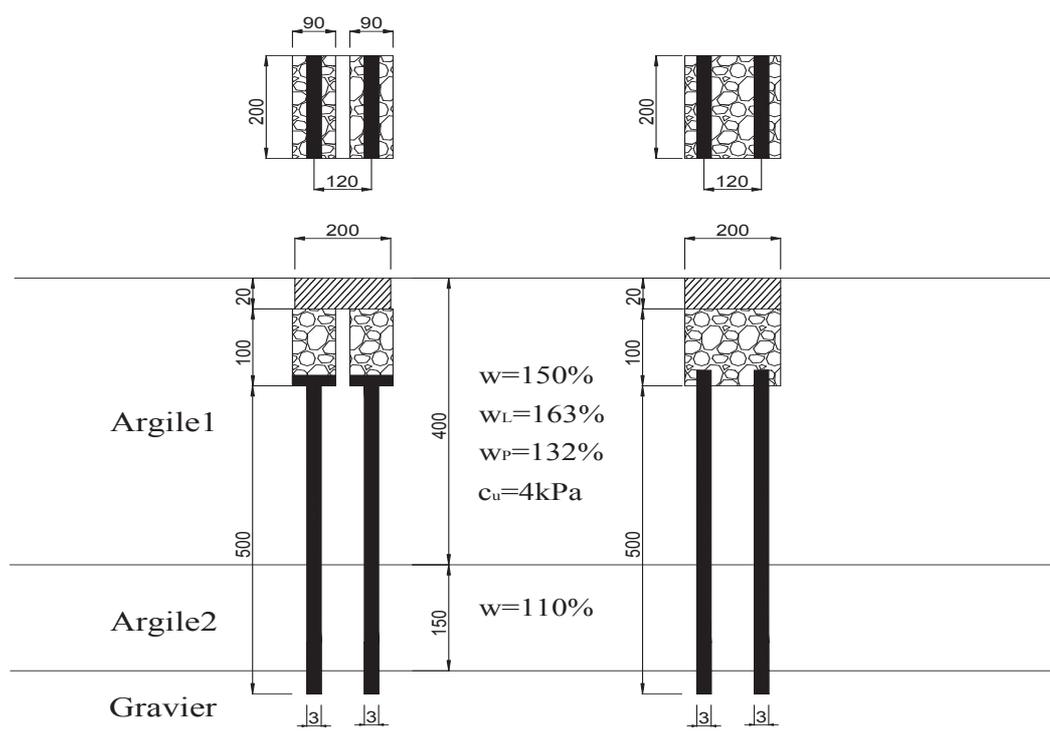


FIG. 4.1 – Configuration et dimensions des modèles physiques (mm)

Une charge verticale qui reste constante pour tous les essais est appliquée à l'aide de masses. Une charge horizontale cyclique est transmise à la semelle à l'aide d'un système de support que nous détaillons à la suite. Bloquant la rotation de la semelle, ce système de support ne permet d'étudier que le comportement des CMM et des IR sous chargements horizontaux sans tenir compte du moment appliqué à la semelle qui est repris par le système de support. L'amplitude de la charge horizontale contrôlée en déplacement reste constante, alors que deux fréquences différentes, respectivement de  $0,05\text{Hz}$  et de  $1,2\text{Hz}$ , sont employées afin d'examiner l'effet inertiel.

Dans le cadre de ce travail, la condition de similitude rigoureuse n'est pas respectée en ce qui concerne le niveau de contrainte ( $\sigma^* = 1$ ) pour les modèles réduits soumis à gravité normale ( $g^* = 1$ ). Par conséquent, le gradient des propriétés de sol en fonction de la profondeur ne peut pas être simulé dans un tel modèle. Dans ce contexte, nous avons fabriqué au laboratoire un sol avec des propriétés constantes. A l'échelle géométrique  $1/10$ , le modèle physique simule un sol réel avec des propriétés mécaniques constantes (rigidité et résistance non-drainée) dix fois plus grandes. De même, la fréquence pour les essais dynamiques doit être  $\sqrt{10}$  fois plus grande que

celle du prototype. Donc, en considérant une fréquence de  $1Hz$  en réalité, le modèle physique doit être soumis à des chargements avec une fréquence d'environ  $3,16Hz$ , qui est assez proche de  $1Hz$  et beaucoup plus faible que la fréquence fondamentale de la couche d'argile du modèle physique. Cette fréquence fondamentale  $f_0$  peut être estimée selon la formule suivante:

$$f_0 = \frac{V_s}{4H} \quad (4.1)$$

où  $V_s$  et  $H$  désignent respectivement la vitesse de la propagation d'ondes de cisaillement et l'épaisseur de la couche d'argile. Donc, dans notre cas, la valeur de la fréquence fondamentale est de l'ordre de  $23Hz$  avec  $V_s = 50m/s$  et  $H = 0,55m$ .

Bien que les conditions de similitude ne soient pas strictement respectées, cette modélisation physique nous permet de visualiser le mécanisme d'interaction du complexe sol-CMM-semelle et sol-IR-semelle sous sollicitation horizontale et de calibrer un modèle numérique.

#### 4.1.2 Dispositif expérimental

##### 4.1.2.1 Réalisation des modèles expérimentaux

Le modèle expérimental est réalisé dans la VisuCuve du Laboratoire 3S-R qui a été conçue initialement pour les études sur l'interaction sol-pipeline dans les grands fonds marins ([Orozco, 2009]). Le dispositif expérimental est constitué principalement de quatre parties :

1. La VisuCuve dans laquelle le massif de sol avec les modèles des CMM et des IR est mis en place;
2. Le chariot où sont installés les modèles de la semelle;
3. Le système d'application des forces horizontale et verticale;
4. Le système d'acquisition de données.

Etant remplie d'argile, la VisuCuve permet d'appliquer la charge horizontale cyclique aux modèles de semelle via le chariot et son système de support. Deux types de vérins sont utilisés afin de réaliser les chargements avec différentes fréquences. La charge verticale peut être appliquée soit par les masses, soit par un vérin électro-mécanique fixé sur le chariot. Les modèles de semelle peuvent se tasser librement au cours des chargements horizontaux cycliques grâce au guidage vertical monté sur le chariot. Une couche de graviers sous le massif d'argile au fond de la VisuCuve permet d'encastrement les modèles des CMM et des IR. Deux modèles identiques, situés respectivement aux deux extrémités du système de support, sont mis en place pour un travail en symétrie. Celui contre la vitre permet de visualiser et d'analyser le comportement des CMM et des IR. Les mesures sont enregistrées par les capteurs de force et de déplacement par l'intermédiaire de deux systèmes d'acquisition de données pour les charges quasi-statique et dynamique. Le déroulement des essais a été filmé à travers la vitre latérale de la VisuCuve à l'aide d'un appareil photo numérique. Nous détaillerons chacun des éléments du dispositif expérimental dans les paragraphes suivants. La figure 4.2 illustre le schéma de principe de la réalisation du modèle expérimental.

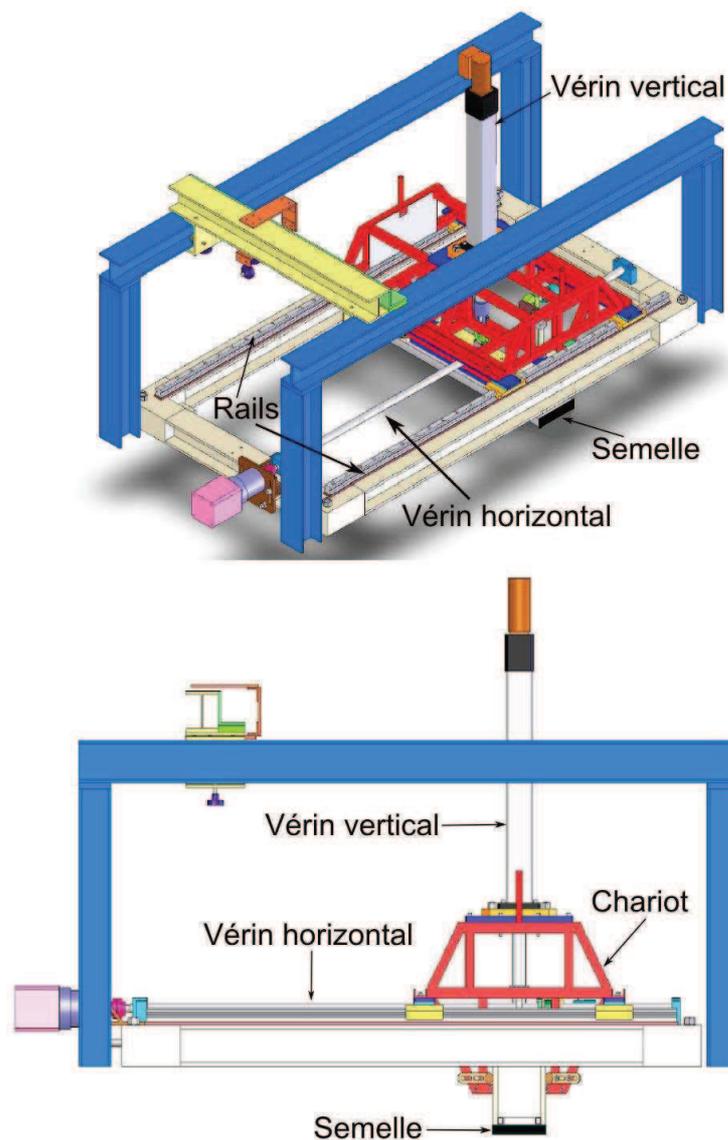


FIG. 4.2 – Vue d'ensemble de la réalisation du modèle expérimental

#### 4.1.2.2 La VisuCuve

La cuve utilisée dans ce travail est constituée de profilés métalliques à grande rigidité, permettant de supporter le massif de sol déposé à l'intérieur avec les modèles des CMM et des IR. Les dimensions de cette cuve (figure 4.3) rectangulaire sont : 2m de longueur, 1m de largeur et 1m de profondeur. L'avantage de ce dispositif expérimental est de comporter deux fenêtres latérales qui permettent de visualiser la déformation et le déplacement du sol, de la semelle, des CMM et des IR. C'est la raison pour laquelle ce dispositif est appelé VisuCuve - Cuve à Visualisation latérale. L'étanchéité de la VisuCuve est assurée par des joints silicone au contact des parois avant d'être recouverts de rubans toilés. Au fond de la cuve se trouve un serpentin constitué d'un tuyau en plastique, percé de trous de 2mm de diamètre et régulièrement espacés. Une vanne de 40mm de diamètre est installée sur le fond de la VisuCuve pour la vidange d'eau.



FIG. 4.3 – Vue générale de la Visucuve

#### 4.1.2.3 Les modèles de fondation et leur système de support

La semelle carrée est modélisée à l'échelle 1/10 par une plaque en aluminium de 200mm de côté et de 20mm d'épaisseur. La plaque est suffisamment rigide par rapport au système sol-inclusion pour négliger sa déformation. Le modèle de pipeline étudié dans les travaux de [Orozco, 2009] est remplacé par les modèles de semelle avec certains changements nécessaires assurant le bon fonctionnement de l'ensemble du système. En raison du travail symétrique que nous avons évoqué précédemment, deux modèles identiques de semelle carrée sont fixés à un châssis rectangulaire rigide constitué de profilés de section carrée de 20mm × 20mm par l'intermédiaire d'une plaque rectangulaire en aluminium de 0,9m de longueur et de 0,2m de largeur. Une plaque en acier est installée au dessus du châssis afin de rigidifier tout l'ensemble qui est monté sur un chariot. La figure 4.4 montre la configuration des plaques, du châssis, et des parties latérales qui servent de support à deux barres de guidage vertical.

Le chariot qui supporte les modèles de semelle est constitué d'une armature en profilés carrés de 20mm et soudés entre eux. A chaque extrémité du chariot sont fixés deux supports pour chacune des deux barres d'acier. Le déplacement vertical de l'ensemble "châssis-semelle" le long des deux barres de guidage se réalise à l'aide des glissières à roulements fixées au dessus des plaques supérieures (figure 4.4). Le déplacement horizontal de la semelle est assuré par le mouvement horizontal du chariot, car le mouvement horizontal relatif entre le chariot et l'ensemble "châssis-semelle" est minimisé grâce au système de guidage vertical.

Le déplacement horizontal du chariot nécessite un système de guidage horizontal précis dans le sens longitudinal de la VisuCuve. A ce propos, deux rails en acier inox (figure 4.2), avec

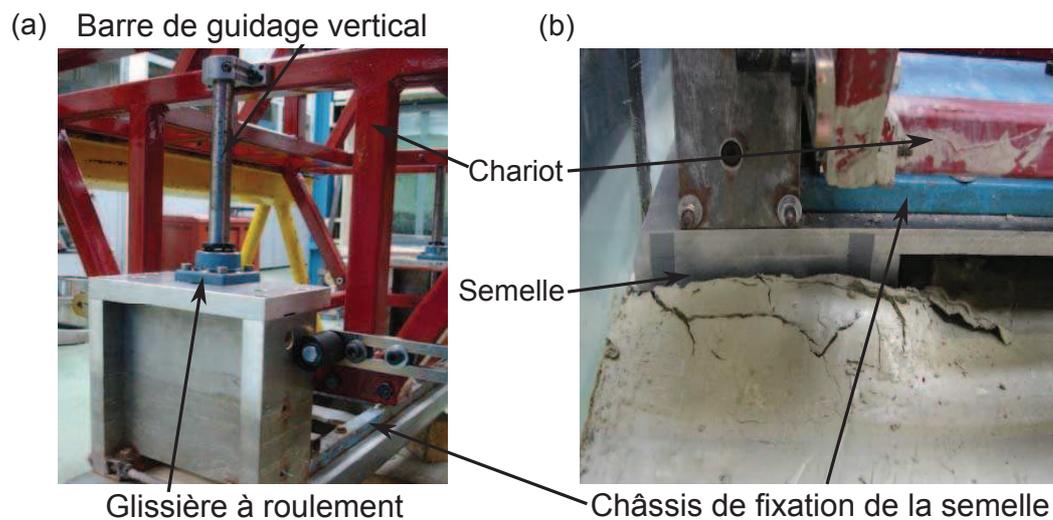


FIG. 4.4 – (a) *Système de guidage vertical et (b) modèle de semelle et plaques latérales servant à les fixer sur le chariot.*

deux patins de guidage pour chaque rail qui peuvent se déplacer librement le long du rail, ont été montés parallèlement sur les bords de la VisuCuve. Les patins de guidage possèdent quatre rangées de billes, et des joints d'étanchéité afin d'augmenter leur durée de vie en empêchant la poussière de s'introduire à l'intérieur du patin. La lubrification des patins s'effectue en usine avec la graisse au savon de lithium, et on recommande un remplissage tous les 100km, distance suffisante pour nos essais. Ces patins permettent également le blocage du degré de liberté vertical du chariot.

Afin de bien fixer les rails de guidage sur les deux poutres supérieures de la VisuCuve, une plaque intermédiaire entre les deux a été vissée avant de monter le rail. La plaque assure l'horizontalité du rail et permet un meilleur montage, et son démontage en cas de besoin. Pour achever le parallélisme des rails et le montage du chariot, deux plaques transversales en aciers ont été installées sur les patins.

#### 4.1.2.4 Système de chargement horizontal

Afin d'examiner l'effet inertiel d'un chargement dynamique sur les CMM et les IR, qui se traduit dans les expériences par l'effet de la fréquence du chargement horizontal appliqué à la semelle, nous utilisons deux systèmes différents de chargement horizontal pour réaliser les efforts quasi-statiques et dynamiques. Le chargement horizontal appliqué à la semelle est assuré par le chariot auquel deux vérins indépendants sont reliés.

Pour les essais lents quasi-statiques, un système moteur-vis sans fin à billes a été mis en œuvre. La figure 4.5 montre un schéma de principe avec divers composants nécessaires pour réaliser ce système. Les deux extrémités de la vis à billes sont reliées, chacune à un palier. Un motoréducteur brushless est couplé à la vis à billes par l'intermédiaire d'un palier. Lorsque le motoréducteur est mis en route, la vis à bille commence à tourner, ce qui entraîne l'écrou à se déplacer linéairement. Le chariot est mis en mouvement par l'écrou via un capteur de force installé entre les deux. Pour assurer la performance de la vis à billes, une étude a

été réalisée ([Rousseau *et al.*, 2006]) en vérifiant sa vitesse critique de rotation, sa durée et son diamètre. La vis à billes, fabriquée par roulage des filets avec une précision G7, donne une bonne répétitivité du mouvement et permet une translation souple et rapide. Elle subit une trempe par induction du chemin de roulement, qui conduit à une dureté superficielle. L'écrou à billes dispose d'un chemin de recirculation de billes en interne (pion) et d'une liaison entre la vis à billes et la machine. L'écrou ne doit supporter aucune charge radiale pour son bon fonctionnement. La conception et le principe mécanique de ce système sont détaillés dans ([Rousseau *et al.*, 2006]). Les avantages de ce système sont, un contrôle de vitesse précis, une mesure de force relativement simple à réaliser, une course sur mesure et la possibilité d'utiliser tout ou partie du système dans d'autres applications prévues. Ce système de chargement horizontal permet d'appliquer à la semelle des efforts horizontaux cycliques contrôlés en déplacement avec une forme sinusoïdale en fonction du temps. La valeur maximale de la force appliquée peut atteindre  $20kN$ . La vitesse maximale du mouvement horizontal du chariot est limitée à  $55mm/s$ , avec une valeur classique du temps pour passer de zéro à la vitesse maximale, soit  $200ms$ , ce qui correspondrait à une accélération de  $275mm/s^2$ .

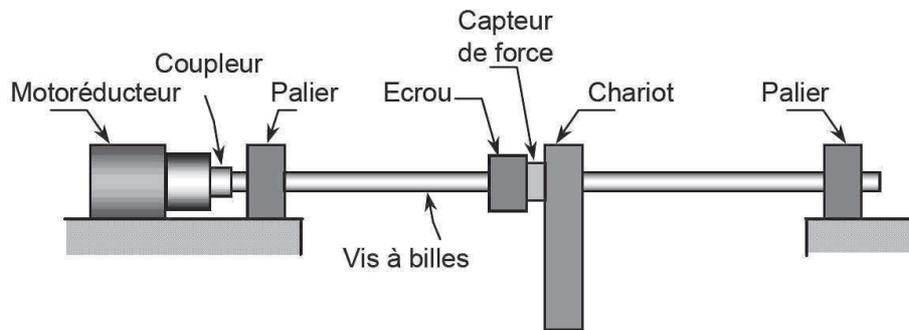


FIG. 4.5 – Schéma du principe de travail de la vis à billes [Orozco, 2009]

Pour les essais rapides dynamiques, le système précédent moteur-vis à billes ne permettait pas d'effectuer des cycles de faible amplitude à des fréquences élevées. Nous avons du modifier l'installation en adaptant le vérin EXLAR FT35-2410-FIA-EX4-L2 sur la VisuCuve. Les détails techniques de ce vérin sont présentés dans le paragraphe 3.2.2.3. La figure 4.6 montre le vérin installé sur la VisuCuve. Une plaque supplémentaire est vissée sur les bords de la VisuCuve pour le fixer. A cause de sa longueur, la partie motrice du vérin dépasse le bord transversal, ce qui engendrait des vibrations parasites non négligeables de l'ensemble de la VisuCuve. Afin de minimiser ces vibrations parasites, la partie dépassant la VisuCuve est rigidifiée par deux tubes fixés sur une poutrelle qui est elle-même vissée sur le portique de la VisuCuve. L'extrémité du vérin est reliée au chariot par l'intermédiaire d'un capteur de force avec une pièce mécanique spécialement conçue à cet effet.

Il est important de noter que, dans les deux systèmes de chargement horizontal, les capteurs de force sont reliés directement au chariot qui transmet les efforts horizontaux à la semelle. Lorsque le chariot se déplace le long des rails, le frottement entre les patins et les rails, qui s'avère assez important au vu des résultats des essais sans contact de la semelle avec le massif de sol, est pris en compte dans les valeurs de la force enregistrées par le capteur de force. En vue d'analyser les résultats expérimentaux de l'interaction sol-fondation, les valeurs de la force due au frottement, qui sont obtenues par les tests à vide avant chaque essai, doivent donc être soustraites.

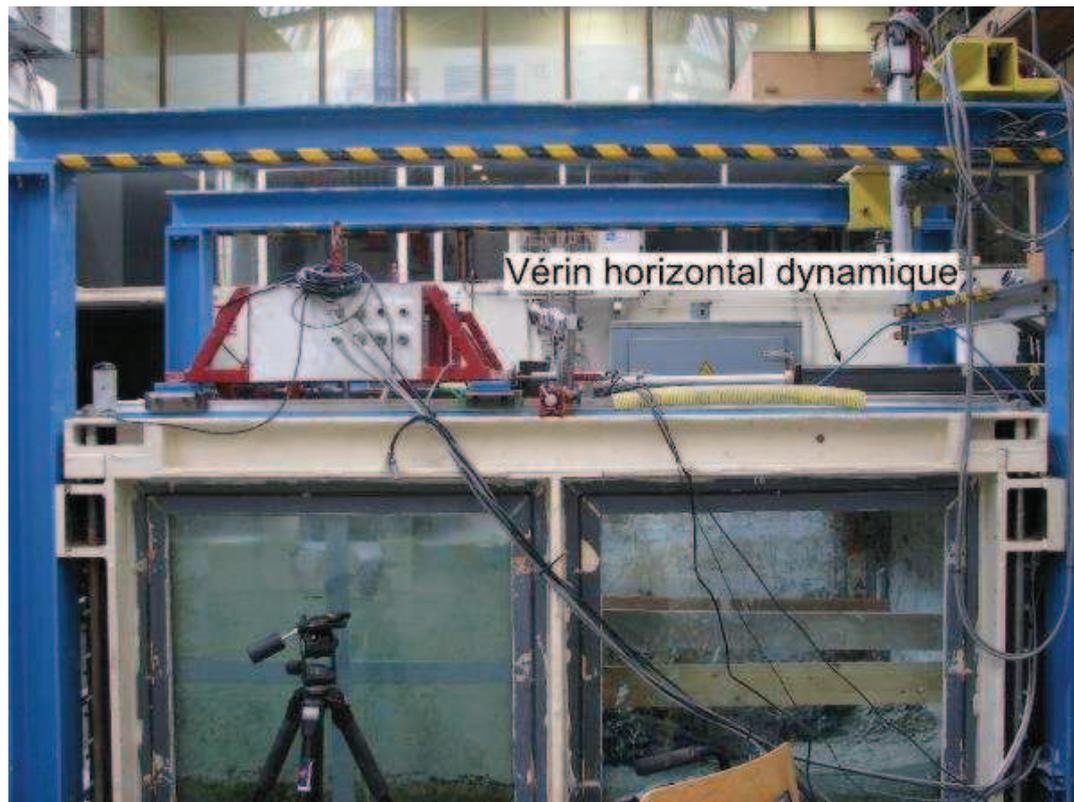


FIG. 4.6 – *Vérin horizontal installé sur la VisuCuve pour les essais dynamiques*

#### 4.1.2.5 Modélisation du massif de sol

Dans le but d'étudier le comportement du renforcement de sol, le matériau employé pour la constitution du massif de sol est une argile molle formée en laboratoire par le mélange de deux types d'argile en poudre, Kaolin et Bentonite, avec ajout d'eau. Cette manière de reconstituer l'argile molle a été initialisée par [Orozco, 2009] pour les études sur l'interaction sol-pipeline dans les grands fonds marins. L'avantage de cette méthode réside dans le fait que nous pouvons facilement contrôler l'homogénéité et les propriétés du massif.

Dans ce travail, nous reprenons la même procédure de mélange des deux sols de façon à bénéficier des propriétés bien définies auparavant. Le pourcentage en masse de grains solides pour chaque sol est fixé à 50%. Après avoir contrôlé la teneur en eau des deux sols en poudre fournis en sac de 25kg, nous obtenons le pourcentage de chacun dans le mélange. Pour une teneur en eau connue du mélange, la quantité d'eau est ainsi déterminée. Par conséquent, le massif d'argile a été reproduit avec les pourcentages appropriés de chaque composante.

Dans le massif, deux couches d'argile de caractéristiques différentes ont été mises en place. La couche supérieure a une profondeur de 40cm et une teneur en eau de 150%. Celle inférieure à une profondeur de 15cm et une teneur en eau de  $w = 110\%$ . Les limites de liquidité et de plasticité sont respectivement  $w_L = 163\%$  et  $w_P = 132\%$ . Les essais au scissomètre et les essais T-bars ont été effectués dans la couche supérieure du massif à plusieurs endroits proches de la zone d'expérimentation. Les résultats de ces essais montrent que le massif de sol est assez homogène avec une résistance non-drainée  $c_u$  égale à 4kPa avec un écart type de 0,2kPa ([Orozco, 2009]).

#### 4.1.2.6 Modélisation des CMM et des IR

La partie supérieure des CMM (figure 4.7) et le matelas granulaire continu pour les IR de notre modèle physique sont remplis par des graviers ou " gravillons ", qui ont une forme concassée avec des tailles assez uniformes entre  $2mm$  et  $4mm$ . Le choix de la taille des graviers a été fait en respectant l'échelle géométrique  $1/10$  entre le modèle physique et le prototype pour lequel la taille maximale de graviers est  $40mm$ . Une valeur de  $42^\circ$  pour l'angle de frottement des graviers a été obtenue par les essais de cisaillement direct.



FIG. 4.7 – *Vue en plan de la partie supérieure des CMM et du matelas granulaire continu des IR*

Les " plats " ou plaques en aluminium sont employées pour la modélisation 2D de la partie inférieure des CMM ou des IR afin de rapprocher la rigidité en flexion des modèles physiques de celle du prototype. Le comportement des inclusions rigides sous chargements latéraux est similaire à celui des pieux. Il est important de noter que ce comportement est fortement lié à la rigidité relative entre les inclusions et les sols qui les entourent. Par conséquent, les modèles physiques des inclusions rigides ont été choisis de manière à satisfaire au critère selon lequel la rigidité en flexion des inclusions rigides par rapport à celle du massif de sol doit être proche de la réalité. D'après les analyses élastiques d'un pieu sous chargement latéral, [Poulos et Davis, 1971] ont proposé un facteur de flexibilité de pieu :

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad (4.2)$$

où,  $E_p I_p$  est la rigidité en flexion de pieu,  $E_s$  est le module d'élasticité de sol, et  $L$  est la longueur de la partie de pieu dans le sol.  $K_R$  est un facteur adimensionnel décrivant la flexibilité de pieu vis-à-vis de sol, et il a une valeur limite infinie pour un pieu infiniment rigide et une valeur de zéro pour un pieu infiniment long.

En réalité, la partie inférieure des CMM ou les IR sont fabriquées en béton. Elles ont une longueur de  $5m$  et une section circulaire de  $30cm$  de diamètre. L'argile qui entoure les inclusions rigides a une résistance non-drainée d'environ  $40kPa$ . Par conséquent, une épaisseur de  $3mm$  est obtenue en égalisant la valeur de  $K_R$ , qui est de  $6.36 \times 10^{-4}$ , pour les modèles physiques et le prototype. La rigidité de l'argile utilisée dans les essais a été estimée à partir des essais à la plaque [Equihua, 2008] à une valeur de  $1000kPa$  qui correspond à la valeur basse d'une corrélation empirique [Poulos et Davis, 1971] :  $E_s = 250c_u$  à  $400c_u$ .

#### 4.1.2.7 Instrumentation et système d'acquisition de données

Les mesures des déplacements horizontal et vertical de la semelle ainsi que celles de la force nécessitent deux capteurs de déplacement et un capteur de force. Comme nous avons appliqué différentes fréquences pour les chargements horizontaux de la semelle, nous avons été conduit à travailler avec deux systèmes d'acquisition de données.

Dans un premier temps, pour les essais quasi-statiques, nous utilisons l'ancien système d'acquisition de la VisuCuve conçu pour les études de pipeline. Dans ce système, le déplacement vertical de la semelle est mesuré par un capteur de déplacement de type LVDT qui a une course de  $200\text{mm}$ . Ce LVDT est fixé sur le chariot avec sa tige coulissante vissée au centre du châssis qui supporte les modèles de la semelle, puisqu'ils se déplacent ensemble. Le déplacement horizontal est enregistré par un capteur magnétostrictif à grands déplacements avec une course de  $1500\text{mm}$ . Il est directement lié au chariot dont le déplacement horizontal représente celui de la semelle. Un capteur de force avec la capacité de  $10\text{kN}$  est installé entre l'écrou de la vis à billes et une poutre transversale du chariot, de telle sorte que nous mesurons la force horizontale en poussant ou bien en tirant le chariot. Des conditionneurs sont utilisés pour filtrer et amplifier les signaux analogiques convertis en numérique par une carte d'acquisition RTI 815 reliée à l'ordinateur. Les détails concernant le système d'acquisition de données sont décrits dans [Rousseau *et al.*, 2007].

Quant aux essais dynamiques, nous employons le système d'acquisition utilisé pour les essais sur la fondation superficielle réalisés en chambre d'étalonnage (voir paragraphe 3.2.2.7), ainsi que les capteurs de déplacement et de force pour des raisons de compatibilité. La figure 4.8 montre la position des divers capteurs.

#### 4.1.3 Procédure d'essais

Comme pour les essais sur la fondation superficielle en chambre d'étalonnage, la phase de préparation d'un essai des CMM ou des IR est plus longue que son déroulement lui-même. Avant de commencer à charger la fondation, les modèles physiques doivent être installés dans la VisuCuve. D'abord, l'argile molle a été préparée par le mélange des deux sols en poudre avec de l'eau dans un malaxeur tout en contrôlant la teneur en eau. Le mélange doit être homogène avant d'être mis en place. Ayant la VisuCuve partiellement remplie d'une couche d'argile de  $45\text{cm}$  d'épaisseur, nous finissons le remplissage avec soin d'une dernière couche de  $10\text{cm}$  en assurant l'homogénéité du massif. Les plaques en aluminium modélisant la partie rigide sont ensuite insérées verticalement manuellement dans l'argile. L'insertion des plaques dans le massif se fait méticuleusement afin qu'elles restent bien verticales tout au long de l'opération. A la fin de l'installation des plaques, lorsqu'elles arrivent au niveau de la couche granulaire de base, les plaques sont battues manuellement à l'aide d'un marteau jusqu'à la profondeur d'encastrement de  $5\text{cm}$ . Pour le modèle CMM, les fosses de  $6\text{cm}$  de large sont creusées jusqu'à la tête de la plaque en aluminium pour réaliser les colonnes en gravier de la partie supérieure. Puis la plaque en PVC attachée à la chaussette géotextile est mise en place horizontalement sur la tête des inclusions rigides. Les graviers sont posés progressivement dans la fosse et compactés à la main jusqu'à la largeur prédéfinie. Pour le modèle avec les IR, le matelas granulaire est formé en mettant directement les graviers sans compactage au-dessus des plaques en aluminium avec un encastrement des têtes dans le matelas d'une profondeur de  $1\text{cm}$ . Finalement, le chariot de chargement supportant les modèles de la semelle est placé

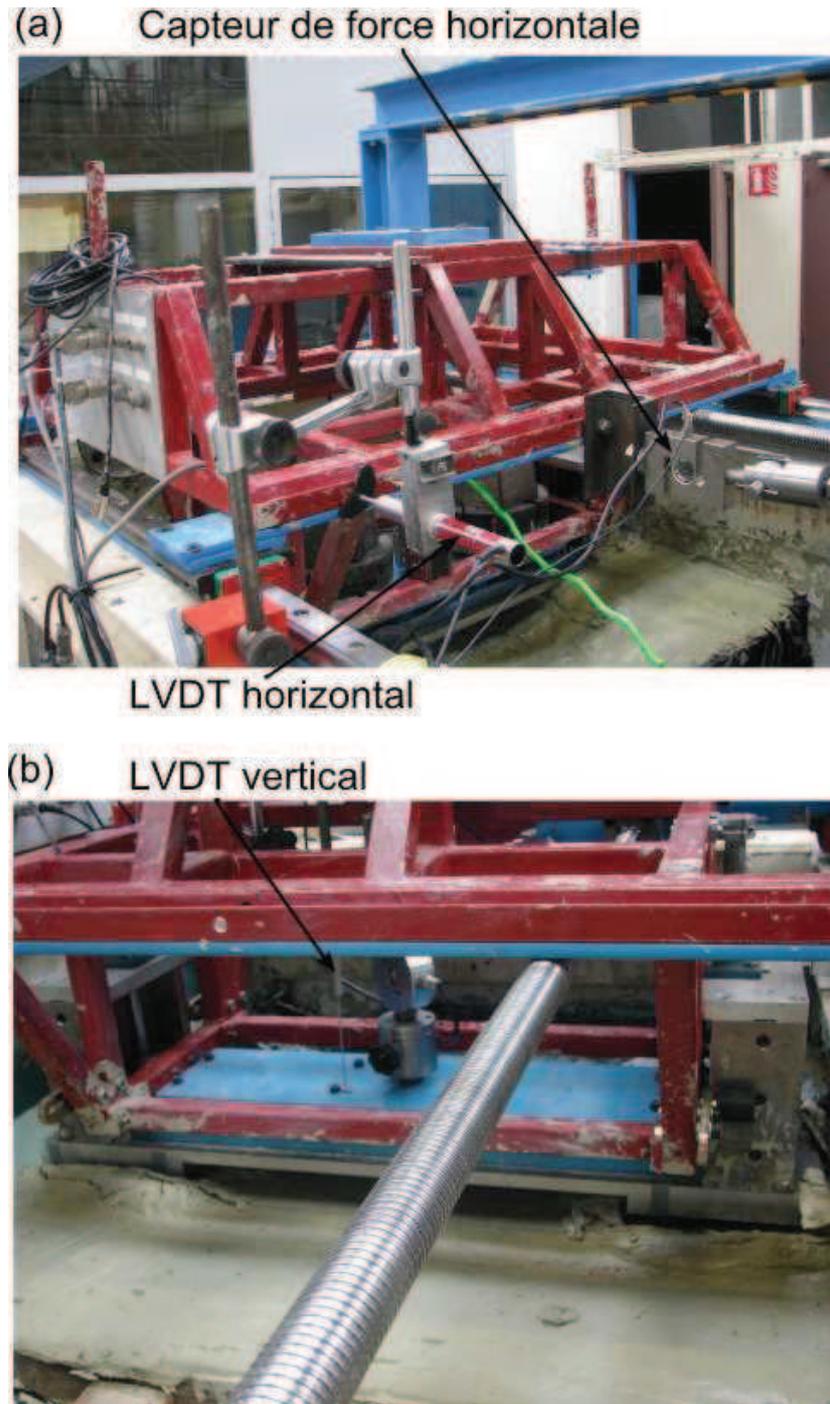


FIG. 4.8 – Position des divers capteurs pour les essais dynamiques

sur les graviers avant de rajouter une couche d'argile de  $2\text{cm}$  autour de la fondation afin de réaliser son encastrement.

Une fois les modèles de la semelle en contact avec le sol renforcé, la charge verticale est appliquée à l'aide des masses pour obtenir environ  $500\text{N}$ . Ensuite, la charge horizontale est appliquée avec une amplitude de déplacement constante de  $5\text{mm}$ . Au total, une quarantaine de cycles sont parcourus. Les fréquences pour les essais quasi-statiques et les essais dynamiques sont respectivement  $0,05\text{Hz}$  et  $1,2\text{Hz}$ .

#### 4.1.4 Programme expérimental

Nous avons réalisé au total six essais dans la VisuCuve dont trois pour les CMM et trois pour les IR afin de comparer leur comportement. Pour chaque essai, les graviers sont remis en place après le remélange de l'argile autour des têtes des inclusions rigides afin d'obtenir un nouvel état initial du massif. L'argile autour de la partie basse des inclusions rigides n'est pas remise en état initial entre les essais, puisque aucun déplacement de cette partie n'a été observé, même dans les essais dynamiques, ce qui veut dire que le sol a été très peu sollicité. Les détails et les désignations des essais sont récapitulés dans le tableau 4.1. Nous avons réalisé quatre essais quasi-statiques et deux essais dynamiques. Les deux premiers essais quasi-statiques ont été réalisés sans encastrement de la semelle, c'est-à-dire, que la semelle est simplement posée sur le massif. Le glissement de la semelle s'est produit pendant ces deux essais-là. Afin d'éviter le phénomène de glissement, la fondation a été encastree dans son épaisseur pour les quatre essais suivants. En plus, les graviers ont été collés sur la surface inférieure des plaques modélisant la semelle pour augmenter le frottement entre la fondation et le massif de sol, et sur les plaques en PVC pour augmenter leur frottement avec les colonnes en graviers qu'elles soutiennent. Tout cela a pour objectif d'obtenir une meilleure transmission de la charge horizontale appliquée à la semelle vers les CMM ou les IR.

TAB. 4.1 – *Détails des essais*

Essai1	CMM	Quasi-statique	Sans encastrement de la semelle
Essai2	IR	Quasi-statique	Sans encastrement de la semelle
Essai3	CMM	Quasi-statique	Avec encastrement de la semelle
Essai4	IR	Quasi-statique	Avec encastrement de la semelle
Essai5	CMM	Dynamique	Avec encastrement de la semelle
Essai6	IR	Dynamique	Avec encastrement de la semelle

## 4.2 Analyse des résultats

L'enregistrement des mesures expérimentales se focalise sur la semelle dans cette expérience. Le déplacement et la déformation des inclusions rigides n'ont pas été mesurés directement par des capteurs. Néanmoins, dans nos expériences avec les modèles de CMM et IR en 2D, le comportement des CMM et des IR au cours des chargements a été observé à travers la vitre latérale de la cuve, ce qui nous permet d'illustrer qualitativement l'effet de la fréquence et la différence du comportement entre CMM et IR. Des photos et vidéos ont été enregistrées pendant les essais.

### 4.2.1 Visualisation du comportement des CMM et des IR

Durant les essais quasi-statiques, la partie des colonnes ballastées en contact avec l'extérieur du massif d'argile se décolle légèrement, ceci sur toute la hauteur de colonne. Par contre, l'argile "enserrée" entre les deux colonnes reste en contact avec celles-ci. Le déplacement horizontal diminue graduellement de haut en bas. En même temps, les colonnes ballastées se dilatent

latéralement, surtout dans la partie supérieure, en introduisant un tassement important du modèle de la semelle. L'argile autour des colonnes ballastées est refoulée latéralement. Cela peut s'expliquer par l'effet couplé des chargements horizontal et vertical appliqués sur le modèle de la semelle qui sont transmis dans les colonnes ballastées. Nous n'observons les mouvements que dans les colonnes ballastées. Les plaques en PVC ainsi que la tête des plaques en aluminium restent stables. Apparemment, la transmission de la charge horizontale est fortement réduite à la base des colonnes ballastées et les inclusions rigides ne seraient sollicitées quasiment que verticalement au cours du chargement latéral. Le modèle de la semelle glisse le long de l'interface sol-fondation pour une amplitude de  $\pm 5mm$ . Le fait d'augmenter la rugosité de l'interface par collage des graviers sur la surface inférieure de la semelle et sur les plaques en PVC n'a pas beaucoup influencé les résultats. L'encastrement de la semelle dans l'argile n'a pas donné plus de résistance au glissement au niveau de l'interface sol-semelle. Par conséquent, il n'y a guère de différence sur le comportement de l'ensemble des éléments entre les deux essais encastéré et non encastéré. Un comportement similaire a été observé pour le modèle IR. Les figures 4.9 et 4.10 montrent l'état du modèle des CMM avant et après le chargement dans un essai quasi-statique, étant donné que dans un essai dynamique nous constatons les mêmes différences entre l'état avant et l'état après le chargement.

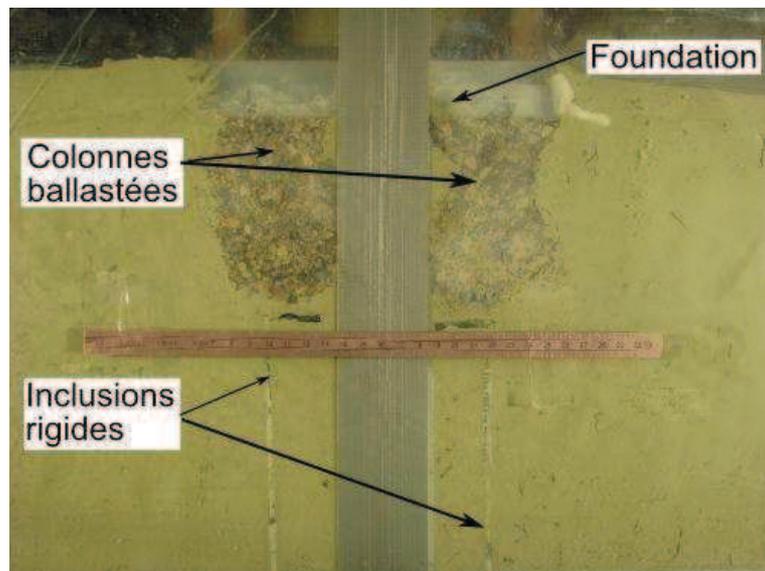


FIG. 4.9 – *Modèle CMM avant chargement*

Durant les essais dynamiques, l'amplitude des mouvements pour les deux modèles est plus importante que précédemment que ce soit dans la partie supérieure de la CMM ou dans le matelas granulaire au dessus des inclusions rigides. Cette fois-ci, le déplacement horizontal des têtes des inclusions rigides (plaques aluminium) est très visible dans les deux modèles durant les essais dynamiques, donc une part plus importante de la charge horizontale est transmise aux inclusions rigides à cause de l'effet inertiel. Dans le sens vertical, aucun déplacement n'est observé pour les inclusions rigides, comme pour les essais quasi-statiques.

#### 4.2.2 Tassement de la semelle

Les tassements de la semelle mesurés pendant les essais (Figure 4.11) montrent une augmentation liée très certainement à une plastification du système, rapidement obtenue pour une

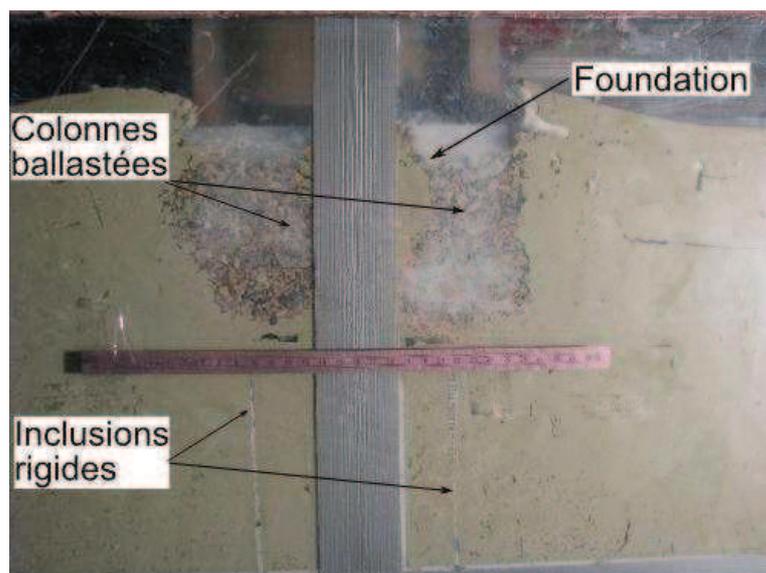


FIG. 4.10 – *Modèle CMM après chargement*

cohésion de  $4kPa$  particulièrement faible de l'argile. Il est à noter que, dans la réalité, l'argile plus résistante est requise pour pouvoir adopter le renforcement de sol par colonnes ballastées. Les tassements se cumulent (Figure 4.12) plus rapidement pour les premiers cycles, et tendent à se stabiliser ultérieurement. Ceci peut s'expliquer par le compactage des graviers sous effet de tassement au début des chargements en les rendant plus résistants. Pour les deux modèles CMM et IR avec encastrement de la semelle, tous les efforts horizontaux sont pris en charge par la partie supérieure dans les essais quasi-statiques. Dans les essais dynamiques, une partie des efforts horizontaux est transmise aux têtes de la partie inférieure. C'est pour cela que le tassement dans l'essai quasi-statique est plus faible que dans l'essai dynamique. Pour le modèle IR, la différence observée des tassements est encore plus évidente, ce qui peut s'expliquer en première analyse par un poinçonnement progressif de la tête d'inclusion dans le matelas dont le compactage n'a pas été forcément optimal. Néanmoins, pour les essais quasi-statiques avec les modèles sans encastrement de la semelle, le tassement est nettement moins important à cause de la transmission moins efficace de la charge horizontale.

### 4.2.3 Rigidité horizontale

Les réponses horizontales de la semelle sont principalement exprimées par les forces horizontales mesurées au cours des chargements puisque nous contrôlons le déplacement horizontal. Le capteur de force relie le chariot au vérin. Le frottement entre le chariot et les rails de guidage doit être soustrait afin d'obtenir la force réellement appliquée à la semelle pour exploiter correctement les résultats des essais. Une mesure de la force de frottement est effectuée pour chaque essai avec la même configuration. A titre d'exemple, nous montrons dans la figure 4.13 la force horizontale due au frottement pour un essai statique et un essai dynamique avec une charge verticale appliquée au chariot de  $500N$ . L'amplitude de la force dans l'essai dynamique est légèrement plus grande que celle dans l'essai quasi-statique. Les pics en haute fréquence sont dus à l'interférence électrique et les oscillations mesurées dans l'essai dynamique sont provoquées probablement par la vibration de l'ensemble du système de chargement à cause de l'effet inertiel et le fait que le vérin et le chariot ne sont pas en parfaite coaxialité.

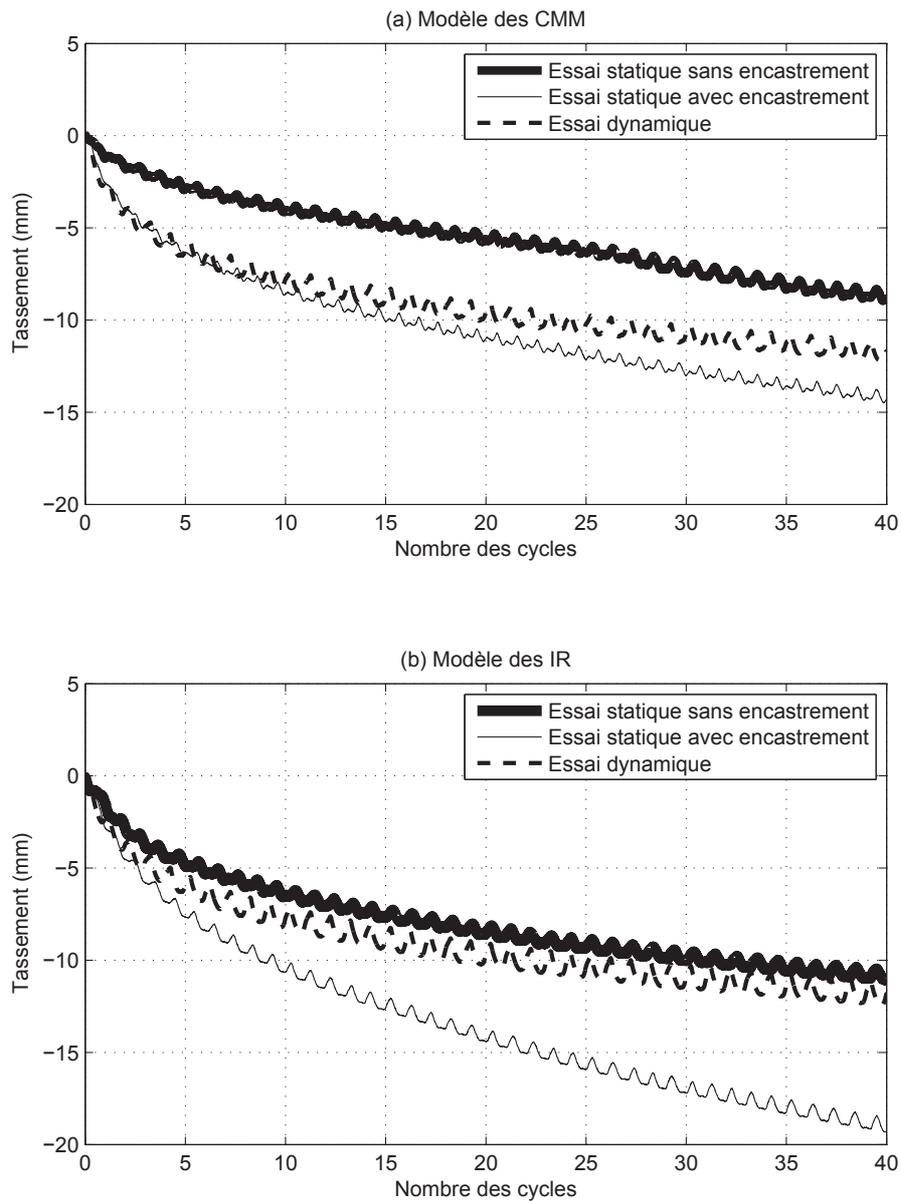


FIG. 4.11 – Tassement de la semelle en fonction de nombre des cycles

En conséquence, nous avons corrigé les forces horizontales mesurées et les forces horizontales réellement appliquées à la semelle sont regroupées dans la figure 4.14. Nous rappelons que la charge dynamique a une fréquence de  $1,2Hz$ . Nous constatons que la réponse de la force horizontale correspond bien à la forme du déplacement horizontal imposé à la même fréquence. L'amplitude de la force horizontale est autour de  $300N$  pour les essais sans encastrement. Elle est plus petite que celle pour les essais avec encastrement qui est de l'ordre de  $400N$ . L'effet de l'encastrement de la semelle et de l'augmentation de la rugosité des interfaces est tout de même ressenti par le capteur de force. Nous avons observé dans tous les cas le glissement de la semelle par la visualisation. Pourtant, l'amplitude reste quasi constante dans les essais avec encastrement et il n'y a pas beaucoup d'influence de la fréquence.

Les courbes de force horizontale en fonction du déplacement horizontal de la Figure 4.15, ne semble pas montrer de dégradation de la rigidité horizontale au cours des cycles, ni pour

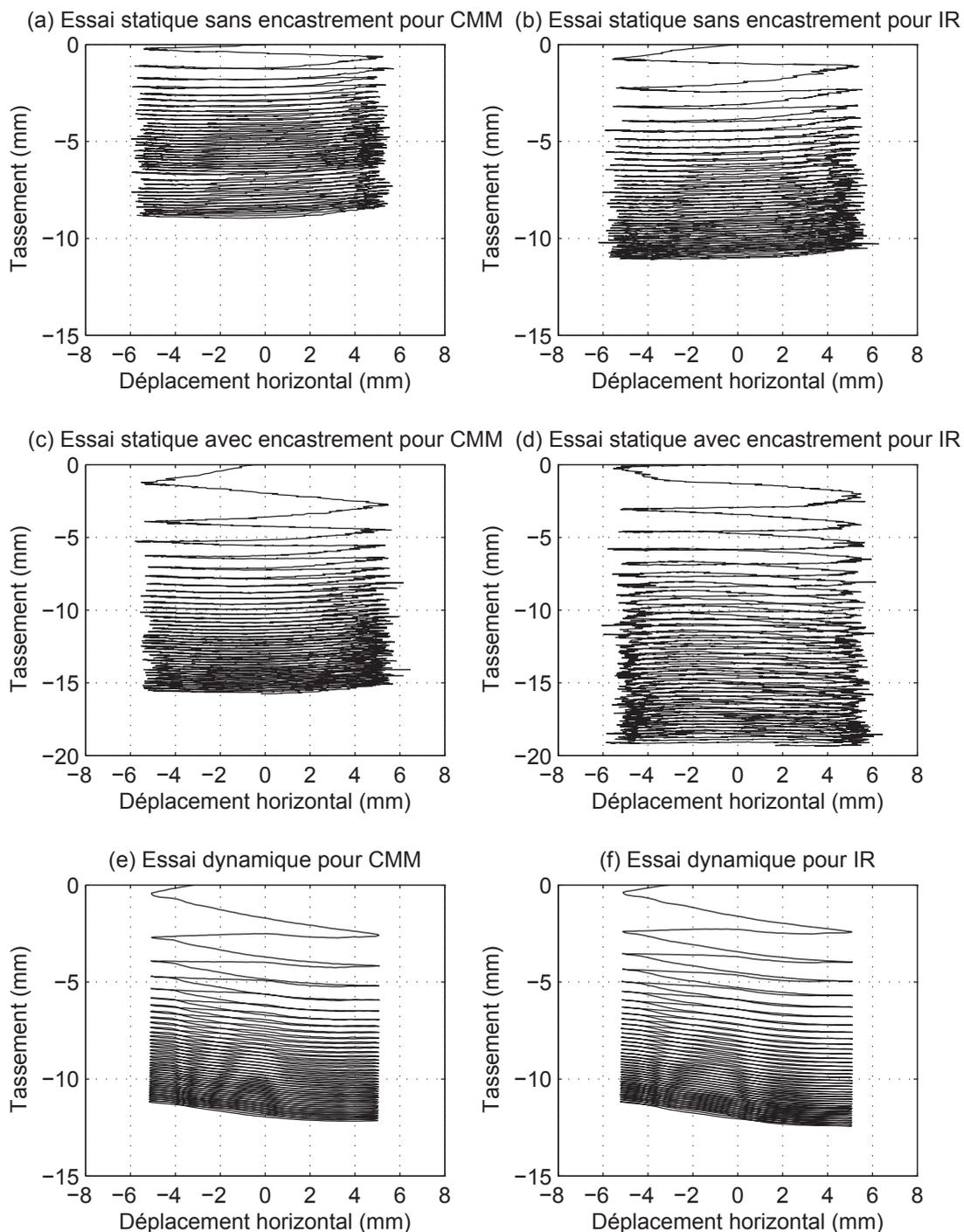


FIG. 4.12 – Tassement de la semelle en fonction du déplacement horizontal

les essais quasi-statiques, ni pour les essais dynamiques. Les boucles d'hystérésis des courbes montrent bien la dissipation d'énergie au cours des chargements dans la zone supérieure par le frottement sur l'interface sol-fondation, à l'intérieur du ballast et dans l'interaction colonne ballastée avec le sol adjacent. Plus resserrées dans les essais dynamiques que dans les essais quasi-statiques, elles montrent que moins d'énergie a été dissipée pendant les essais dynamiques. Cela correspond à l'observation directe des essais et indique qu'une part plus importante de la charge horizontale a été transmise aux têtes des inclusions rigides dans les

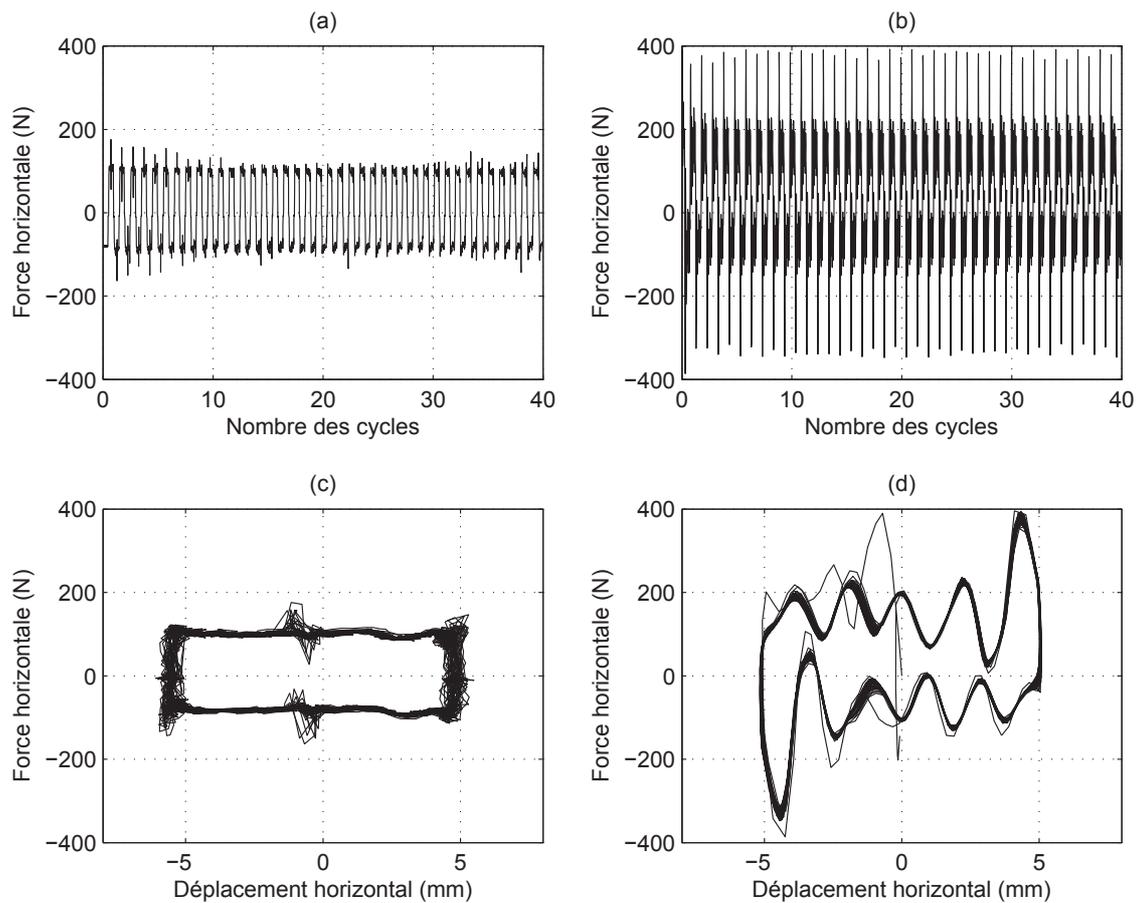


FIG. 4.13 – Réponse de la force horizontale due au frottement entre le chariot et les rails en fonction du nombre des cycles et du déplacement horizontal pour les essais quasi-statiques (a,c) et dynamiques (b,d)

essais dynamiques.

Les boucles d'hystérésis pour le modèle des CMM sont légèrement plus grandes que pour le modèle des IR, ce qui semble indiquer que les CMM peuvent dissiper plus d'énergie que les IR grâce à la petite quantité d'argile entre les deux tranches de colonnes ballastées.

Afin de vérifier quantitativement l'énergie dissipée pendant chaque essai, nous l'avons calculée à partir des courbes de la Figure 4.15. En calculant l'aire de chaque boucle d'hystérésis, nous obtenons l'accumulation de l'énergie dissipée au cours des chargements en fonction du tassement (Figure 4.16). Nous vérifions que l'énergie dissipée pour les essais quasi-statiques avec encastrement de la semelle est plus importante que pour les essais dynamiques, mais avec les tassements plus grands. Pour les essais quasi-statiques, l'encastrement ou non de la semelle donne une énergie dissipée presque identique du modèle des CMM, mais pour des tassements plus faibles. Si nous comparons les énergies dissipées pour un tassement donné, les CMM semblent dissiper plus que les IR du moins en statique. En dynamique, l'écart se resserre, mais nous n'avons pas pu multiplier les essais pour vérifier cette différence de performance.

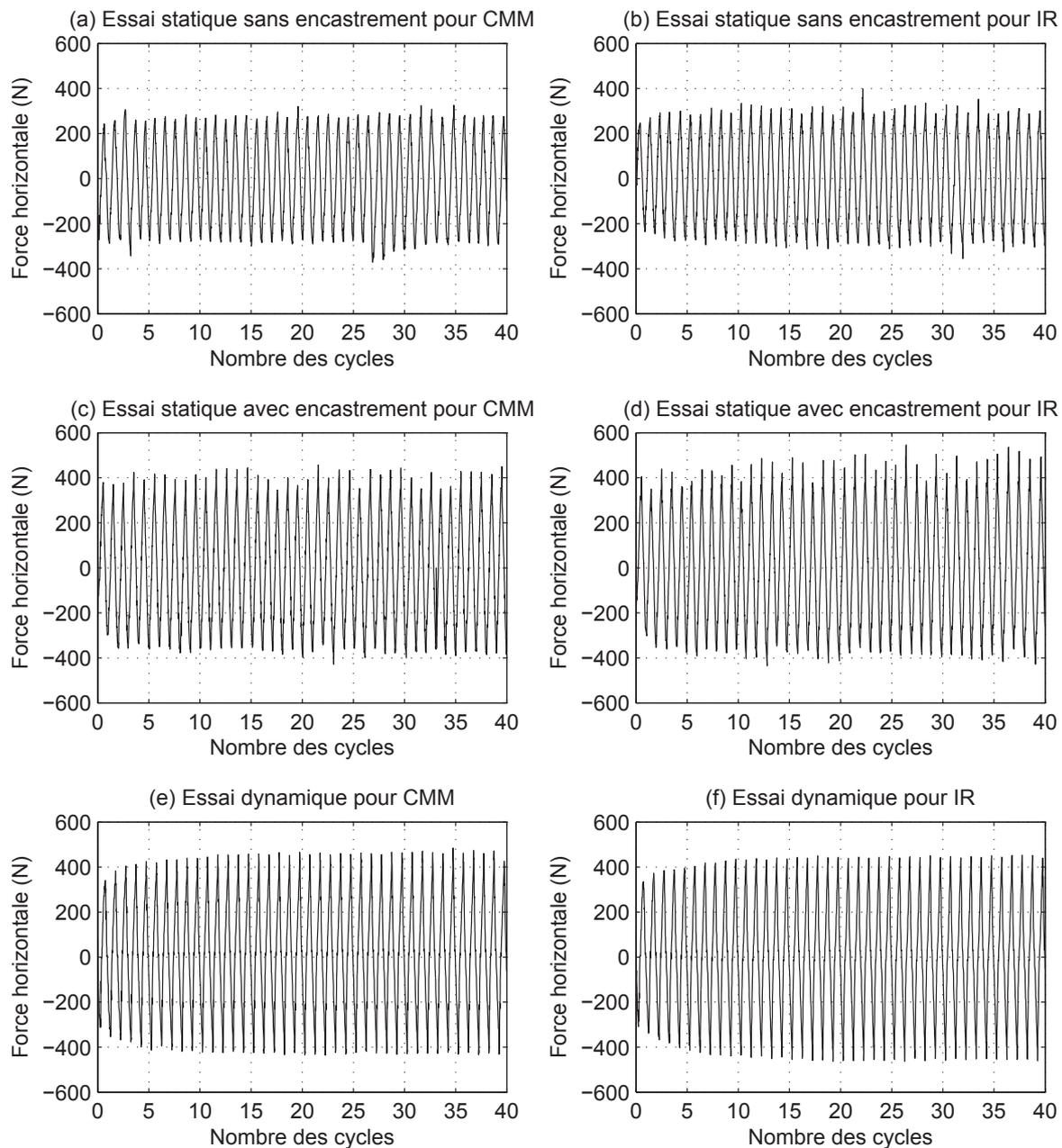


FIG. 4.14 – Force horizontale mesurée en fonction du nombre des cycles

### 4.3 Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons présenté la modélisation physique d'un système CMM sous sollicitations horizontales cycliques en quasi-statique et dynamique. Cette étude préliminaire en 2D permet d'éclaircir le comportement des CMM et des IR en profitant de la VisuCuve du laboratoire 3S-R. Le massif de sol a été constitué d'une argile très molle aux propriétés bien définies par des travaux précédents. Les systèmes de chargement et d'acquisition de données se sont adaptés à des chargements dynamiques.

Malgré des différences assez faibles, les résultats expérimentaux semblent montrer que la

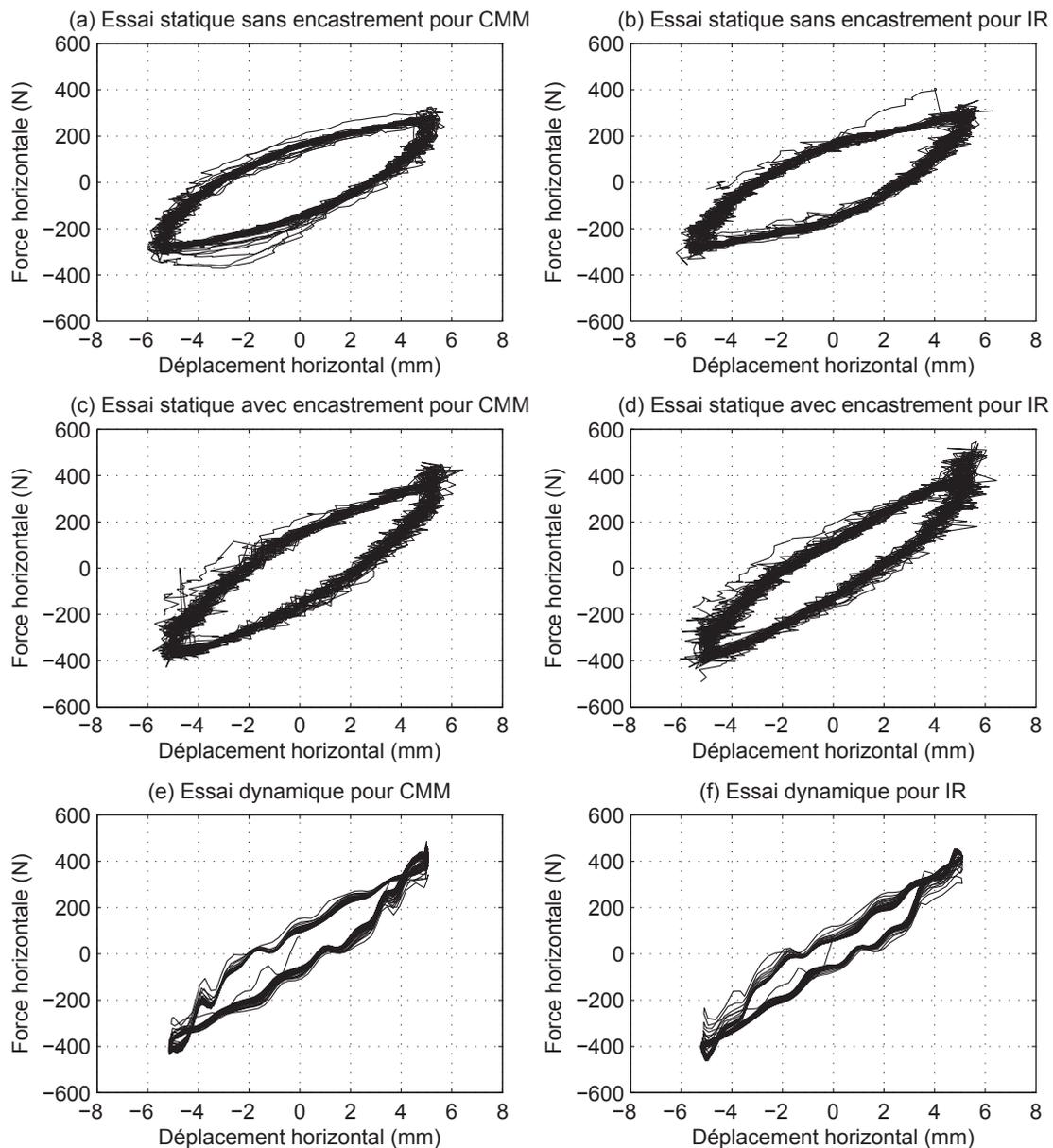


FIG. 4.15 – Réponse horizontale de la semelle en fonction du déplacement horizontal du bâti

partie souple des CMM absorbe un peu plus d'énergie que le matelas granulaire pour le système des IR grâce à l'argile molle entre les deux colonnes. Ainsi l'efficacité du système CMM en termes de dissipation d'énergie semble se manifester tant pour les essais quasi-statiques que pour les essais dynamiques. Les tassements de la semelle observés indiquent une augmentation continue avec les cycles, liée à la résistance très faible de l'argile utilisée dans les modèles. Un déplacement horizontal non négligeable des têtes des inclusions rigides a été mis en évidence lors des essais dynamiques du fait de l'effet inertiel, alors que ce n'est pas le cas lors des essais quasi-statiques. Afin de quantifier les déplacements et les efforts internes dans les inclusions rigides, des essais supplémentaires avec des modèles d'inclusion instrumentés en 3D sont nécessaires. Les travaux de recherche sur le comportement des CMM font l'objet d'une nouvelle thèse, dont l'un des objectifs est de vérifier les tendances trouvées en 2D par la modélisation physique en 3D avec les mesures de déformations des inclusions, ceci dans un

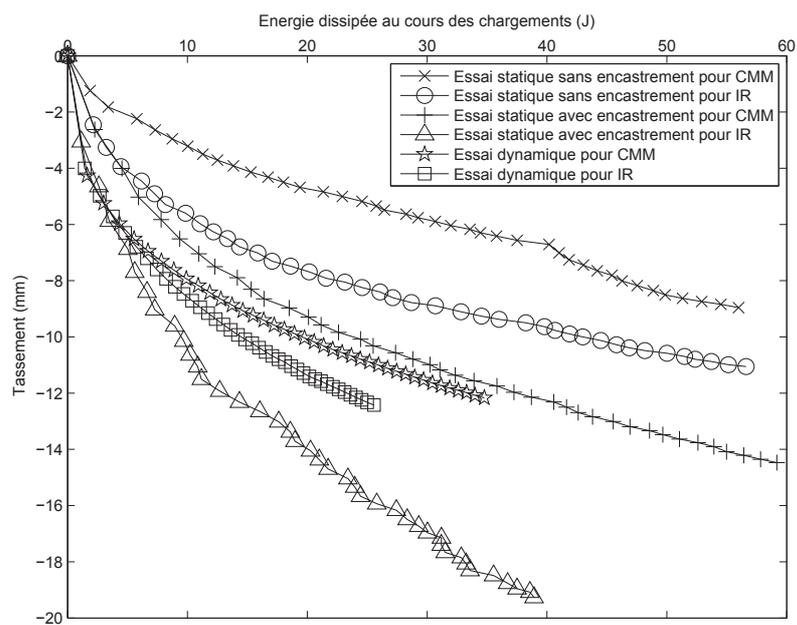


FIG. 4.16 – Accumulation de l'énergie dissipée en fonction du tassement de la semelle

massif d'argile dont les propriétés sont plus proches de celles rencontrées dans la réalité. Une étude paramétrique sera mise en œuvre tout en assurant la répétitivité des essais.

## 5.1 Modélisation numérique

Une modélisation numérique du comportement de notre structure est effectuée avec le code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions), développé par la société Itasca Consulting Group Inc. Ce code de calcul est utilisé pour analyser le comportement mécanique des milieux continus tels que des géomatériaux décrits par une loi élastoplastique. La méthode des différences finies explicites pour réaliser une analyse lagrangienne est utilisée, elle permet la modélisation en dynamique.

### 5.1.1 Méthode des différences finies explicite

La méthode des différences finies est une méthode simple (plus ancienne par rapport à la méthode des éléments finis) pour résoudre des équations différentielles. Chaque dérivée est remplacée par une expression algébrique écrite en termes des variables intervenant dans le système d'équations à des endroits discrets dans l'espace. Les dérivées sont estimées par les différences finies en supposant une variation linéaire sur des intervalles de temps et de distances finis, d'où le nom de la méthode.

Les principales étapes du calcul sont illustrées dans la figure 5.1. A chaque pas de temps, les taux de déformation sont déterminés à partir des vitesses aux nœuds, c'est-à-dire la dérivée du déplacement par rapport au temps. Ensuite, les contraintes sont évaluées en utilisant une loi de comportement. Puis, à partir des contraintes et des forces, les équations dynamiques du mouvement permettent de calculer les nouvelles vitesses nodales. Ceci termine un pas de temps et la boucle est répétée en injectant les nouvelles vitesses. Avec la méthode explicite, les nouvelles valeurs des variables sont calculées à partir des valeurs connues qui restent constantes lors du calcul des variables. Lors du calcul des contraintes à partir des vitesses, les valeurs des

vitesse sont figées pour la durée de l'opération, bien que les nouvelles contraintes déterminées aient un effet sur celles-ci. Afin d'assurer la stabilité du calcul, le pas de temps doit donc être très petit, inférieur au temps nécessaire pour que l'information passe entre les éléments. Ainsi, il existe un pas de temps critique auquel le pas de temps du calcul doit rester inférieur. Si cette condition est vérifiée, le comportement des matériaux, qu'il soit linéaire ou non-linéaire, est suivi au cours de la sollicitation. La résolution explicite du problème a l'avantage de permettre la prise en compte de lois de comportement non-linéaires sans itération supplémentaire et avec les exigences minimales sur la mémoire de l'ordinateur.

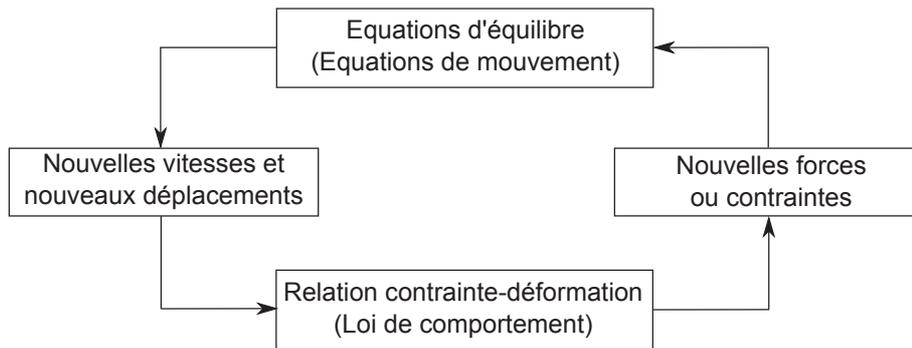


FIG. 5.1 – Cycle de calcul explicite ([FLAC3D, 2006]).

### 5.1.2 Analyse lagrangienne

Pour la méthode lagrangienne, les positions des nœuds du maillage dans l'espace correspondent à des particules du milieu et sont référencées par rapport à une configuration initiale. En mode grandes déformations, les coordonnées des nœuds sont réactualisées à chaque pas de temps et le maillage se déforme avec le milieu modélisé. Ceci est opposé à la formulation dite eulérienne où le matériau se déplace et se déforme par rapport à un maillage fixe.

### 5.1.3 Equations de mouvement, calcul en statique

Conçu initialement pour des problèmes quasi-statiques, le logiciel FLAC3D inclut les équations dynamiques du mouvement et permet de faire des calculs en dynamique. En statique, les termes d'inertie sont utilisés de manière numérique pour assurer la stabilité du calcul et atteindre l'état d'équilibre, même si les phénomènes physiques modélisés sont instables. Dans la réalité, lors d'une instabilité physique tel que l'effondrement brutal d'une structure, une partie de l'énergie de déformation est convertie en énergie cinétique qui se répartit dans le système et se dissipe. FLAC3D, par reproduction directe de ce processus, considère les termes d'inertie comme les forces non équilibrées du système et le calcul est terminé lorsque ces forces deviennent négligeables devant les autres forces du système.

Le critère de convergence du calcul est que la force non équilibrée maximale ("maximum unbalanced force") sur l'ensemble des nœuds doit être inférieure à une certaine valeur définie par l'utilisateur. La force non équilibrée nodale est la somme algébrique des forces sur un nœud provenant des zones situées autour, chaque nœud étant entouré par un maximum de huit zones qui contribuent aux forces au nœud. Cette force est évaluée à la fin de chaque pas de temps. Pour un calcul convergent, elle s'approche soit de zéro (valeur pour laquelle le système

est dans un état d'équilibre) soit d'une valeur constante (indiquant qu'une partie du système est dans un régime d'écoulement plastique permanent). Cependant, considérée seule, la valeur de la force non équilibrée maximale n'indique pas l'état du modèle et il faut la comparer avec l'ordre de grandeur des forces internes. Ce rapport, calculé automatiquement est utilisé comme critère de convergence. Sa valeur peut être définie par l'utilisateur ou prendre une valeur par défaut de  $10^{-5}$ . Ainsi, lorsque la force non équilibrée maximale sur l'ensemble des points dans le modèle divisée par la force appliquée moyenne aux points devient inférieure au critère, l'état d'équilibre est considéré atteint, et le calcul s'arrête.

#### 5.1.4 Calcul en dynamique

L'un des avantages de FLAC3D réside dans le fait que son module dynamique permet des analyses complètement non-linéaires en trois dimensions. Le calcul, basé sur la méthode des différences finies, utilise les masses regroupées sur les nœuds suivant la densité réelle des zones environnant au lieu des masses fictives dans le calcul en statique. La formulation, couplée avec le modèle d'éléments de structure, permet de réaliser des analyses de l'interaction dynamique sol-structure. C'est la raison pour laquelle nous l'avons choisi comme outil de modélisation numérique.

La méthode complètement non-linéaire est utilisée au lieu de la méthode "equivalent-linear" qui est une méthode commune en génie parasismique pour modéliser la propagation d'ondes dans les sites multicouches et l'interaction dynamique sol-structure. Une seule itération est nécessaire avec la méthode non-linéaire, puisque la non-linéarité de la loi de comportement est assurée directement par chaque élément lors de l'avancement dans le temps. En présence d'une loi de comportement appropriée, la dépendance en déformation de l'amortissement et du module de cisaillement est modélisée automatiquement.

## 5.2 Présentation des modèles numériques

A l'issue des essais dans la VisuCuve, les modélisations numériques ont été réalisées sur les CMM et les IR sous chargements horizontaux. Les modèles numériques en 2D avec les mêmes dimensions des modèles physiques à l'échelle 1/10 présentés auparavant ont été construits afin de comparer leurs résultats pour calibrer le modèle numérique. Les propriétés mécaniques des matériaux réellement utilisés ont été introduites dans les modèles et les chargements ont été appliqués en respectant la même forme avec les fréquences et amplitudes identiques à celles des expériences.

### 5.2.1 Configuration et dimensions des CMM et IR

Les modèles physiques réalisés dans la VisuCuve ont été reproduits numériquement avec les mêmes dimensions. Dans les modèles numériques, les valeurs des propriétés mécaniques des matériaux employées ont été prises suivant les matériaux en place des modèles physiques. Illustrés dans la figure 4.1, les détails des modèles sont présentés dans le paragraphe 4.1.1.

Cependant, nous avons procédé à certaines modifications des modèles numériques par rapport

aux expériences. La zone de transition modélisée par les plaques en PVC pour supporter les graviers dans les expériences a été ignorée dans les modèles numériques, ainsi que les chaussettes géotextiles enveloppant les graviers pour éviter la pénétration dans le sol, puisque ce sont juste des mesures de prévention pour le déroulement normal des expériences. Il est à noter que la modélisation numérique présentée ici a été effectuée en 3D avec la géométrie exacte des modèles physiques, et non pas en déformation plane.

## 5.2.2 Représentation numérique

### 5.2.2.1 Les maillages

Dans les modèles numériques, contrairement aux modèles physiques où les CMM et les IR ont été installées contre la vitre de la VisuCuve pour la visualisation de leur comportement, nous les avons placées au centre du massif de sol, dont les dimensions sont  $2,2m \times 2,21m \times 0,65m$  dans le cas sans encastrement de la semelle, et  $2,2m \times 2,21m \times 0,67m$  avec encastrement de 2cm afin de minimiser l'effet de bord numérique. Le choix des tailles différentes pour la longueur et la largeur a pour objectif de simplifier la création du maillage dans les deux sens. Notons que nous ne considérons pas l'effet de bord " expérimental ".

La discrétisation du milieu continu en un maillage, où les forces et les déplacements sont concentrés aux nœuds, est effectuée par l'utilisateur à l'aide de formes prédéfinies. Les éléments du maillage peuvent prendre n'importe quelle forme grâce à la méthode de Wilkins (1964) et ne sont pas limités aux formes rectangulaires (comme c'est souvent le cas). D'un point de vue de l'utilisateur, certains critères sont à respecter pour la construction d'un maillage qui fournira des résultats précis tout en optimisant le nombre d'éléments. Ces critères, qui sont vrais dans toute modélisation numérique, se résument ainsi :

- Un maillage fin donnera une meilleure représentation de forts gradients de contrainte ;
- Un maillage uniforme donnera des résultats plus précis. Autrement dit, des zones qui constituent le maillage devraient avoir des formes les plus cubiques possibles ;
- Lorsqu'il existe des zones de dimensions différentes, une transition graduelle de la plus petite à la plus grande produira des meilleurs résultats.

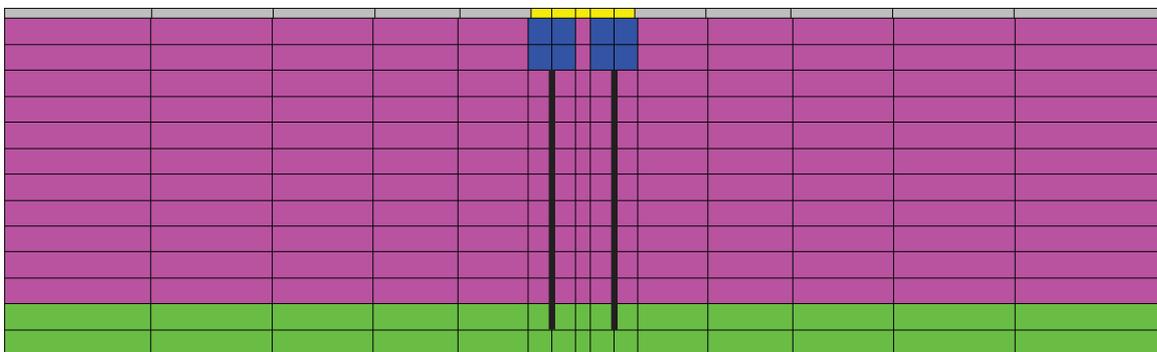


FIG. 5.2 – Maillage créé du modèle des CMM avec l'encastrement de la semelle.

Dans nos modèles numériques, nous avons respecté le mieux possible ces critères pour la création des maillages. Mais la présence des plusieurs éléments (semelle, CMM, couche d'argile

pour l'encastrement de la semelle) rend la géométrie assez complexe, ce qui conduit à une uniformité difficilement respectée. Par ailleurs, le calcul en dynamique ne permet pas un trop grand raffinement du maillage, car celui-ci entraînerait une " explosion " du temps de calcul. L'ensemble des zones est discrétisé par des éléments parallélépipèdes avec 8 nœuds, sauf les inclusions rigides en aluminium qui sont modélisées par des éléments "pieu". La création du maillage est réalisée bloc par bloc pour que les différentes parties du modèle se relient bien au niveau des nœuds (figure 5.2). Certains blocs sont créés séparément avant d'être mis en contact (figure 5.3) lorsque les interfaces doivent être mises en place. En effet, chaque fois qu'un nouveau bloc est créé, FLAC3D effectue un contrôle de ses nœuds sur ses frontières par rapport aux nœuds sur les frontières des blocs existants. Lorsque deux nœuds tombent dans une limite de  $10^{-7}$  vis-à-vis du vecteur de position des nœuds, ils sont considérés comme le même nœud. Si les nœuds ne peuvent vraiment pas coïncider sur deux frontières, ce qui est le cas avec encastrement de la semelle à cause de l'incompatibilité des tailles entre les CMM/IR et la semelle, une interface artificielle est nécessaire entre les deux parties pour que le calcul se déroule correctement.

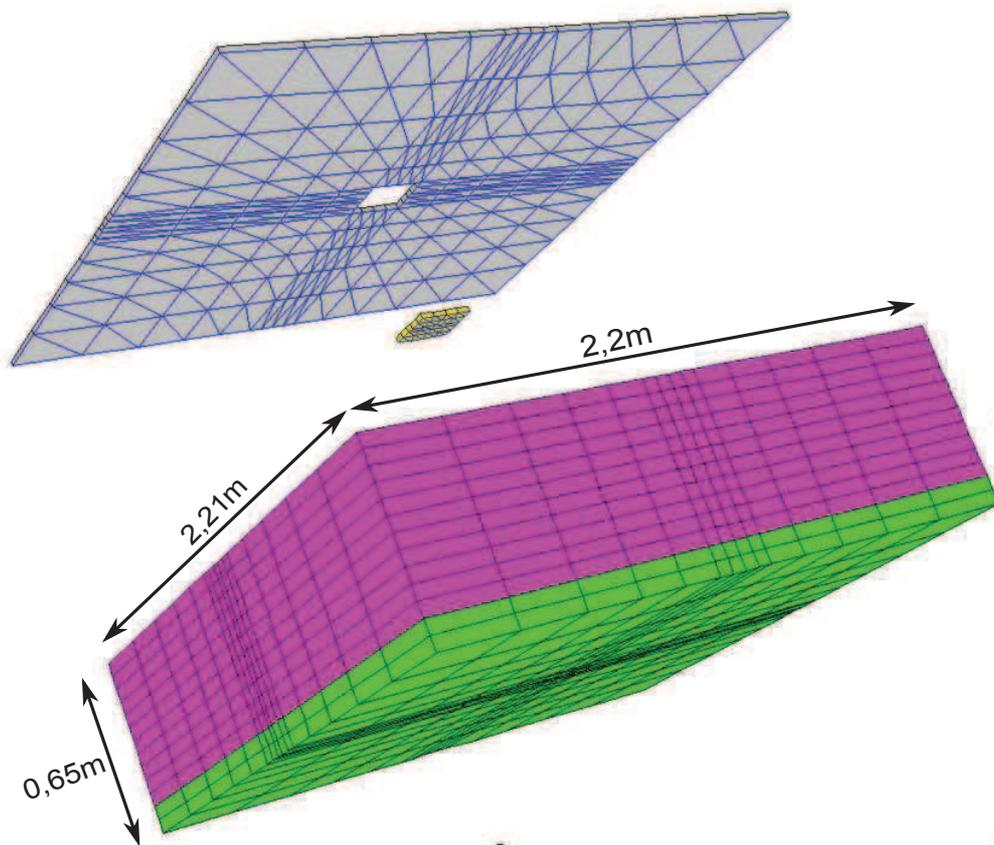


FIG. 5.3 – Blocs du maillage avec les interfaces avant leur mise en contact.

Des conditions aux limites de contrainte ou de vitesse peuvent être imposées à l'extrémité du maillage. Puisque les déplacements ne sont pas contrôlés directement dans FLAC3D, il s'agit pour un déplacement donné d'imposer une vitesse pour un certain nombre de pas de temps afin d'arriver au déplacement désiré. Ainsi le déplacement perpendiculaire aux frontières du maillage est fixé à zéro par imposition d'une vitesse nulle dans cette direction.

### 5.2.2.2 Les interfaces

Dans FLAC3D, des interfaces sont proposées, non seulement pour relier deux parties du maillage en tant qu'un outil artificiel, mais aussi, dans certains cas, pour représenter des plans de contact sur lesquels le glissement ou le décollement peut avoir lieu entre deux matériaux. Elles sont caractérisées par la liaison de cisaillement ainsi que le décollement et/ou le glissement de type Coulomb. L'interface entre deux matériaux permet de simuler de façon réaliste les conditions de contact. FLAC3D représente les interfaces comme rassemblements d'éléments triangulaires définis par trois nœuds. Les éléments d'interface n'agissent que d'un côté, l'autre côté étant attaché initialement aux surfaces des zones du maillage lorsqu'ils sont créés. Ils agissent ainsi comme un emballage à film plastique étalé sur un objet dont le contact avec d'autres surfaces est ensuite gouverné par les propriétés de " l'emballage ". Le comportement fondamental du contact est défini entre les nœuds des éléments d'interface et les surfaces des zones avec lesquelles ils sont mis en contact. La loi de comportement du contact est caractérisée d'une part par la rigidité normale ( $k_n$ ) et la rigidité tangentielle ( $k_s$ ), d'autre part par un critère de rupture de type Mohr-Coulomb défini par la cohésion ( $c$ ), l'angle de frottement ( $\phi$ ) et l'angle de dilatance ( $\psi$ ) (figure 5.4).

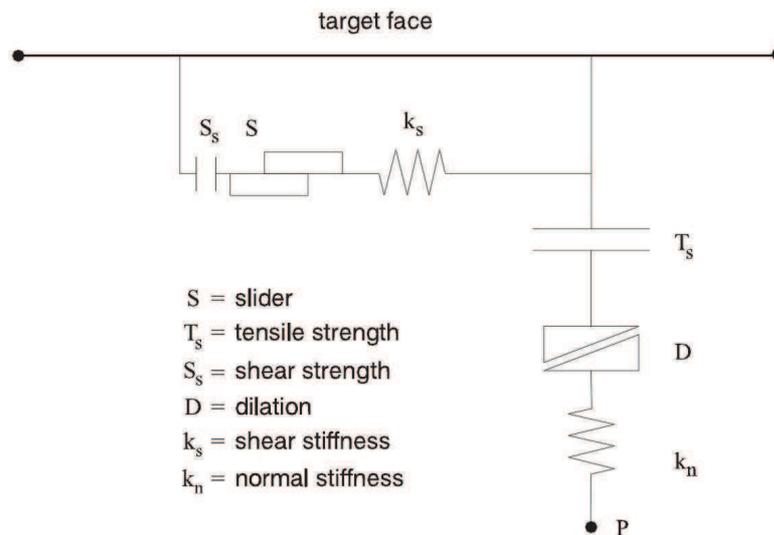


FIG. 5.4 – Principe de fonctionnement d'un élément d'interface ([FLAC3D, 2006]).

Deux catégories de comportement se présentent dans le logiciel pour les interfaces réelles.

Premièrement, le comportement du contact est décrit par une interface " rigide " où seulement le glissement et le décollement peuvent se produire, et la déformation de l'interface n'est pas prise en compte. Dans ce cas, les paramètres définissant le critère de rupture sont importants alors que les valeurs des rigidités le sont moins. Il convient de choisir les rigidités suffisamment grandes afin que la déformation élastique qu'elle engendre soit négligeable. Néanmoins, les contrastes de rigidités importants sont très mal tolérés sous FLAC3D. Les valeurs des rigidités très élevées conduisent à une convergence de solution extrêmement lente et les temps de calculs peuvent alors être trop longs et prohibitifs. Il est donc essentiel de déterminer les rigidités avec justesse. Dans la notice de FLAC3D, il est conseillé de prendre les valeurs des rigidités dix fois plus grandes que celles du matériau le plus rigide dans le voisinage de l'interface.

Deuxièmement, le comportement du contact est décrit par une interface " molle ", tel qu'un joint rocheux rempli d'argile, dont la déformation a une influence importante sur le système

global. Dans ce cas, tous les paramètres sont importants et les rigidités doivent être choisies en fonction des matériaux considérés afin de modéliser correctement la déformation réelle de l'interface.

Pour les interfaces artificielles, les valeurs des résistances élevées doivent être attribuées afin d'empêcher tout glissement et décollement. Les rigidités doivent être fournies, avec les valeurs respectant le critère d'interface " rigide ", alors que l'angle de frottement et la cohésion ne sont plus nécessaires.

La figure 5.3 montre les interfaces créées dans les modèles. Elles ont été générées sur les surfaces du bloc le plus petit avant d'être mises en contact avec le plus grand en initialisant un déplacement approprié sur l'un des deux blocs. Celle sur la surface inférieure de la couche d'argile d'encastrement est une interface artificielle. L'interface collée sur la surface inférieure de la semelle est une interface " rigide " réelle, puisque c'est à travers elle que le chargement appliqué à la semelle est transmis aux éléments de renforcement et au sol. Leurs propriétés sont récapitulées dans le tableau 5.1. Les valeurs correspondent aux différentes parties des interfaces en contact avec le gravier ou l'argile.

TAB. 5.1 – *Propriétés des interfaces sol-fondation.*

Type d'interface	Rigidité normale $k_n$	Rigidité tangentielle $k_s$	Angle de frottement $\phi$	Cohésion $c$
Semelle-argile	$10^{10} N/m$	$10^{10} N/m$	0	$2,1 kPa$
Semelle-gravier	$10^{10} N/m$	$10^{10} N/m$	38	$0,3 kPa$

### 5.2.2.3 Lois de comportement

Deux types de matériaux interviennent dans nos modèles numériques. Le comportement de la couche d'argile molle et du gravier dans la partie supérieure des CMM ou le matelas des IR et dans la base du massif est décrit par une loi élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Cette loi est la loi élasto-plastique la plus simple implantée dans FLAC3D et présente des résultats assez satisfaisants sans exiger beaucoup de paramètres. Le comportement de la semelle et des inclusions rigides modélisées par les plaques en aluminium est représenté par une loi élastique linéaire vu que les efforts auxquels elles sont soumises ne dépassent évidemment pas leur limite élastique. Les valeurs des différents paramètres mécaniques sont regroupées dans le tableau 5.2.

TAB. 5.2 – *Propriétés mécaniques des différents matériaux dans les modèles numériques.*

Matériaux	Module d'Young $E$	Coefficient de Poisson $\nu$	Angle de frottement $\phi$	Cohésion $c$
Colonnes en gravier	$60 MPa$	0,3	38	$0,3 kPa$
Base en gravier	$60 MPa$	0,3	38	$0,3 kPa$
Argile	$1 MPa$	0,45	0	$2,1 kPa$
Semelle	$75 GPa$	0,2		
Inclusions rigides	$75 GPa$	0,2		

### 5.2.2.4 Eléments " pieu "

La modélisation des inclusions rigides avec FLAC3D présente deux possibilités. Nous pouvons, soit les discrétiser en espace comme tous les autres éléments du modèle, soit les modéliser à l'aide d'éléments structuraux préinstallés dans le logiciel.

Etant données la forme et la taille des inclusions rigides, leur discrétisation rend la taille du maillage extrêmement petite avec un contraste de taille des éléments très importants, ce qui éloigne des critères généraux de création du maillage. Alors, dans ce cas, non seulement l'efficacité est diminuée par l'augmentation de la durée de calcul, mais nous risquons aussi d'interrompre le calcul prématurément à cause de la déformation excessive des très petits éléments. En outre, les efforts intérieurs des inclusions rigides doivent être calculés à partir des contraintes obtenues des éléments après achèvement de la simulation.

En utilisant les éléments structuraux, les efforts internes sont évalués simultanément lorsque la modélisation se déroule. Par conséquent, les inclusions rigides ont été modélisées par des éléments structuraux dans tous nos modèles numériques. Bien que les inclusions rigides dans les modèles physiques en 2D aient une forme de plaque, elles se comportent de la même manière qu'un pieu sous chargement horizontal dans notre cas. Donc pour simuler les plaques, des éléments " pieu " plutôt que des éléments " coque " sont utilisés.

Dans FLAC3D, un élément " pieu " est défini par sa géométrie, le comportement de son matériau constitutif et sa liaison avec les éléments du maillage environnant. Il est considéré comme un segment droit d'une section bi-symétrique et uniforme qui se situe entre deux nœuds structuraux (figure 5.5). En plus du comportement d'un élément " poutre ", l'interaction entre le pieu et les éléments du maillage est simulée par le frottement normal (perpendiculaire à l'axe du pieu) et le frottement de cisaillement (parallèle à l'axe du pieu). Cette interaction se comporte de la même manière que les éléments d'interface.

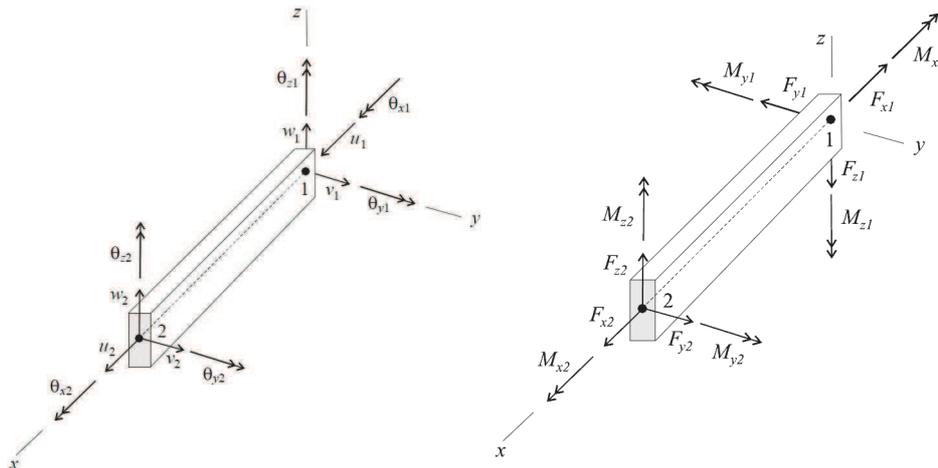


FIG. 5.5 – Elément " pieu " et son système de coordonnées pour les déplacements et forces nodaux ([FLAC3D, 2006]).

Dans nos modèles, chaque inclusion rigide est discrétisée en dix éléments " pieu ". Afin de simuler l'encastrement des inclusions dans la couche de gravier de base, les nœuds des éléments " pieu " situés dans cette couche ont été reliés rigidement aux éléments autour d'eux dans tous les sens de déplacement. Une liaison rigide entre un nœud d'élément " pieu " et un élément du maillage implique que le déplacement relatif entre les deux est nul. Les paramètres mécaniques

des inclusions et ceux décrivant l'interface entre les inclusions et le sol sont rassemblés dans les tableaux 5.1 et 5.2.

### 5.2.2.5 Amortissement

Plusieurs types d'amortissement sont inclus dans le module dynamique pour reproduire la dissipation d'énergie durant les chargements dynamiques. L'amortissement de Rayleigh est souvent utilisé dans le domaine temporel pour l'atténuation des modes naturels des oscillations dans les milieux continus. Deux composants respectivement proportionnels à la masse et à la rigidité se présentent pour l'amortissement de Rayleigh. La partie proportionnelle à la rigidité induit une réduction significative du pas de temps critique pour le schéma de solution explicite.

Dans le cas de notre étude, une telle réduction rendra la modélisation dynamique irréaliste à cause de la durée de calcul extrêmement longue (plusieurs mois pour un chargement dynamique qui dure 10s).

Un type d'amortissement local (" local damping ") conçu initialement pour la résolution statique peut être utilisé aussi en dynamique ([FLAC3D, 2006]). En ajoutant ou enlevant la masse à un nœud, l'amortissement local travaille tout en conservant la masse globale. Lors du changement de sens de la vitesse, la masse est ajoutée, alors qu'elle est enlevée au moment où la vitesse atteint un pic. La quantité d'énergie dissipée ( $\Delta W$ ) est proportionnelle au maximum de l'énergie de déformation transitoire ( $W$ ). Etant donné le coefficient d'amortissement critique  $D = \Delta W / 4\pi W$ , le coefficient de l'amortissement local est défini de la façon suivante :

$$\alpha_L = \pi D \quad (5.1)$$

L'amortissement local est plus simple à mettre en œuvre et demande moins de temps de calcul par rapport à l'amortissement de Rayleigh, puisqu'il est indépendant de la fréquence et ne nécessite pas l'estimation de la fréquence naturelle du système modélisé. Il nous permet d'obtenir des résultats satisfaisants pour la modélisation avec des chargements de forme simple comme la charge sinusoïdale dans notre cas. Les valeurs de l'amortissement local défini dans les modèles pour le sol (gravier et argile) et les éléments rigides (semelle et inclusions rigides) sont 0,15 et 0,0628, correspondant respectivement à 0,05 et 0,02 pour le coefficient d'amortissement.

### 5.2.3 Déroulement des simulations

La modélisation numérique a pour but, dans un premier temps, d'être comparée avec la modélisation physique. Les six essais ont été reproduits numériquement, dont quatre en quasi-statique et deux en dynamique. Parmi les quatre essais quasi-statiques, il y en a deux que nous avons réalisés sans encastrement de la semelle. Pour les essais dynamiques et les deux autres essais quasi-statiques, une couche supplémentaire d'argile a été rajoutée pour encastrement la semelle dans sa profondeur.

Les calculs quasi-statiques s'effectuent en quatre étapes. Premièrement, dans la phase de consolidation, la simulation de la mise en place de l'état de contrainte statique est réalisée. L'initialisation des gradients de contraintes verticaux et horizontaux dans le massif de sol en

deux couches est exécutée avant d'atteindre l'équilibre. Deuxièmement, les CMM ou les IR sont mises en place par le changement des propriétés mécaniques des éléments appropriés et la création des éléments "pieu" dans le maillage avant de trouver à nouveau l'état d'équilibre. Troisièmement, la semelle est mise en contact avec le massif de sol en récupérant ses propriétés qui ont été mises à zéro lors de la création du maillage. Une charge verticale est ensuite appliquée à la semelle par l'intermédiaire des contraintes verticales réparties uniformément sur la surface supérieure de la semelle pour un nouvel équilibre. Enfin, une charge horizontale cyclique quasi-statique est appliquée à la semelle. Afin d'être conforme aux modèles physiques, la charge horizontale doit être appliquée en contrôlant le déplacement au lieu de la force. Puisque dans FLAC3D, les déplacements ne jouent aucun rôle direct dans le processus de calcul, nous imposons une vitesse directement aux nœuds d'une face latérale de la semelle. La valeur constante de la vitesse imposée est obtenue simplement en divisant le déplacement voulu par le nombre prévu de pas de temps. Tant que le pas de temps reste en dessous d'un certain pas de temps critique, elle représente une vitesse réelle de la semelle, vu que le calcul se fait selon une méthode explicite. La valeur de la vitesse a été choisie par un compromis entre deux critères paradoxaux : d'une part, elle doit rester suffisamment petite pour assurer la stabilité du calcul et, d'autre part, nous voulons qu'elle soit la plus grande possible afin de minimiser le temps de calcul. La vitesse a été alternée entre des valeurs positives et négatives afin de réaliser une quarantaine de cycles. Afin de simuler au mieux les expériences, la charge horizontale cyclique est contrôlée par un déplacement possédant une forme sinusoïdale en fonction du pas de temps avec une amplitude constante.

Les calculs en dynamique suivent les mêmes trois premières étapes que les calculs quasi-statiques. Lors de la dernière étape, la charge horizontale cyclique est appliquée d'une manière dynamique. Dans FLAC3D, à l'aide du module dynamique, la charge cyclique dynamique peut être appliquée avec des fréquences prédéfinies. Comme dans la dernière étape des calculs quasi-statiques, une vitesse est imposée aux nœuds d'une face latérale de la semelle. Au lieu d'appliquer une valeur constante, nous définissons une variable d'une forme sinusoïdale en fonction du temps dynamique. La vitesse réellement appliquée aux nœuds est alors obtenue par multiplication d'une constante (l'amplitude) par cette variable. Par conséquent, dans les modèles dynamiques, la vitesse appliquée (en  $mm/s$ ) est :

$$v = \frac{du}{dt} = 31,416 \cos(2\pi t) \quad (5.2)$$

ce qui correspond à un déplacement (en  $mm$ ) imposé à la semelle, calculé par :

$$u = 5 \sin(2\pi t) \quad (5.3)$$

où  $t$  est le temps dynamique. La figure 5.6 montre la courbe du déplacement horizontal appliqué à la semelle en fonction du temps dynamique. Dans le cas en quasi-statique, la durée totale pour le chargement est d'environ 15 minutes.

L'analyse dynamique a très souvent une longue durée, d'autant plus longue que le contraste de rigidités entre les matériaux est important, ce qui conduit à une valeur minuscule du pas de temps critique. Par conséquent, nous devons choisir le pas de temps le plus grand possible tout en respectant sa valeur critique. Le pas de temps critique est défini pour que l'onde élastique puisse se propager à travers la dimension la plus petite de tous les éléments et il s'écrit comme suit :

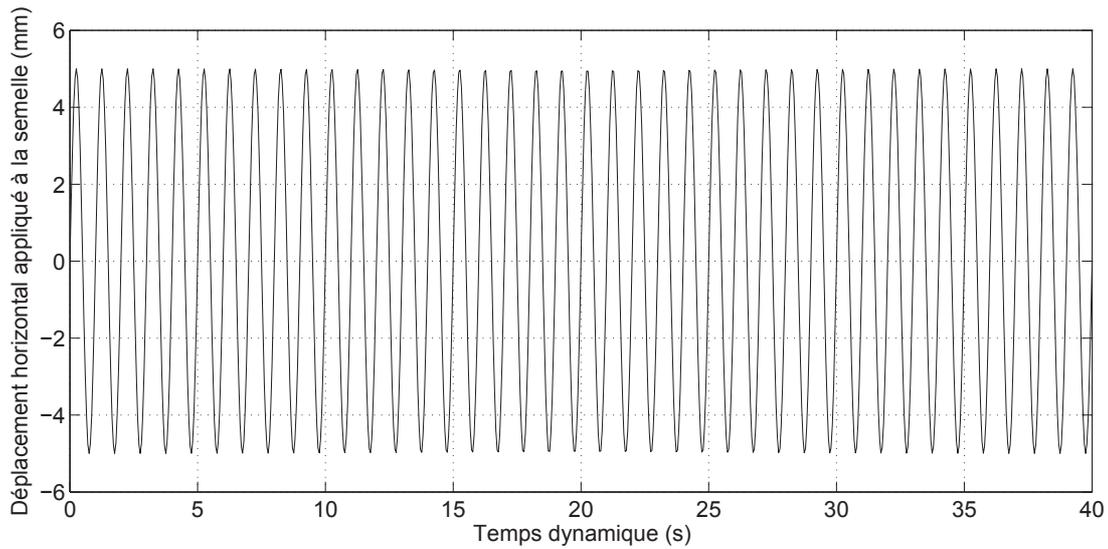


FIG. 5.6 – *Déplacement horizontal appliqué à la semelle en fonction du temps dynamique.*

$$\Delta t_{crit} = \min\left\{\frac{V}{C_p A_{max}^f}\right\} \quad (5.4)$$

où

$C_p$  : la vitesse de propagation des ondes de compression,

$V$  : le volume d'élément,

$A_{max}^f$  : la surface maximale associée à un élément.

La fonction  $\min\{\}$  est mise en application à travers tous les éléments, y compris les contributions des éléments d'interface et des éléments de structure. L'équation (5.4) étant la seule estimation du pas de temps critique, un facteur de sécurité 2 est utilisé. Donc, le pas de temps  $\Delta t_d$  pour une analyse dynamique est :

$$\Delta t_d = \Delta t_{crit}/2 \quad (5.5)$$

Le pas de temps maximal pour les analyses dynamiques est déterminé par la rigidité la plus grande des matériaux et l'élément le plus petit dans le modèle. Ici, une valeur de  $0,17\mu s$  est retenue pour la modélisation en 2D. Généralement, la rigidité et la taille d'éléments varient beaucoup dans un modèle. Certains éléments déterminent le pas de temps critique, alors que la plupart du modèle peut être calculé avec un pas de temps beaucoup plus grand.

Une procédure appelée "dynamic multi-stepping" est mise à disposition dans FLAC3D afin de réduire la durée de calcul pour les analyses dynamiques. Avec cette procédure, les éléments et les nœuds dans un modèle sont classés suivant leurs pas de temps maximaux. Chaque classe se calcule avec son propre pas de temps et les informations sont transférées entre les éléments aux moments appropriés. Dans toutes nos modélisations en dynamique, cette procédure a été employée afin d'économiser la durée totale des calculs.

Le déroulement du calcul se termine à la fin du temps dynamique défini au lieu de s'arrêter automatiquement à l'état d'équilibre dans le cas statique. Le calcul en dynamique est très coûteux du point de vue numérique. Par exemple, le calcul en 2D dans ce travail dure un mois pour une charge avec une durée de 40s.

### 5.3 Confrontation des résultats numériques à ceux des expériences dans la VisuCuve

La modélisation numérique permet d'obtenir des résultats qui peuvent permettre d'interpréter les phénomènes que nous avons observés expérimentalement. La comparaison des résultats entre les modèles numériques et les modèles physiques permet de vérifier les tendances du comportement des CMM et IR constatées dans les expériences bien que le comportement des CMM et IR expérimentales ne soit pas parfaitement reproduite. Par ailleurs, les réponses des inclusions rigides en termes des efforts internes et des déplacements sont analysées quantitativement afin d'examiner l'effet de la couche en gravier.

#### 5.3.1 Tassement

Les déplacements de tous les nœuds sont calculés à chaque pas de temps. Ils peuvent être enregistrés pour ceux qui sont définis par leurs numéros d'identité ou leurs coordonnées dans le programme avant la mise en route des calculs. Ainsi les tassements de la semelle sont obtenus en enregistrant le déplacement vertical de ses nœuds.

Les tassements de la semelle sous chargements quasi-statiques sont montrés en fonction du nombre des cycles dans la figure 5.7 en comparaison avec les résultats expérimentaux. Nous trouvons la même tendance d'augmentation au cours des chargements cycliques, sauf que les tassements finaux à la fin des cycles montrent une différence assez évidente entre la modélisation physique et numérique. En effet, les tassements calculés manifestent une forte sensibilité liée à la cohésion  $c_u$  de l'argile introduite dans les modèles numériques, alors que l'influence des paramètres mécaniques du gravier est nettement moins sensible.

En faisant varier la valeur de la cohésion de  $1,5kPa$  à  $3,0kPa$ , les valeurs du tassement à la fin des chargements peuvent atteindre quelques millimètres jusqu'à quelques centimètres tout en conservant la tendance d'augmentation continue en fonction du nombre des cycles.

Lorsque l'argile est moins résistante, les graviers de la partie souple des CMM ou du matelas des IR se dilatent plus facilement dans le sens latéral sous efforts de cisaillement transmis par la semelle, ce qui conduit à un tassement plus important. Contrairement aux résultats expérimentaux, les tassements pour les modèles numériques sans encastrement de la semelle sont plus importants que lorsqu'elle est encadrée totalement dans l'argile. Effectivement, pendant les essais avec les modèles sans encastrement de la semelle, le glissement de la semelle s'est produit lors d'un tout petit déplacement horizontal, ce qui conduit à la transmission moins efficace de la charge horizontale. Avec une couche d'argile servant à l'encastrement de la semelle et une interface entre la semelle et le massif de sol plus rugueuse, la transmission de la charge horizontale pendant les essais avec encastrement de la semelle est meilleure et les tassements sont donc plus importants.

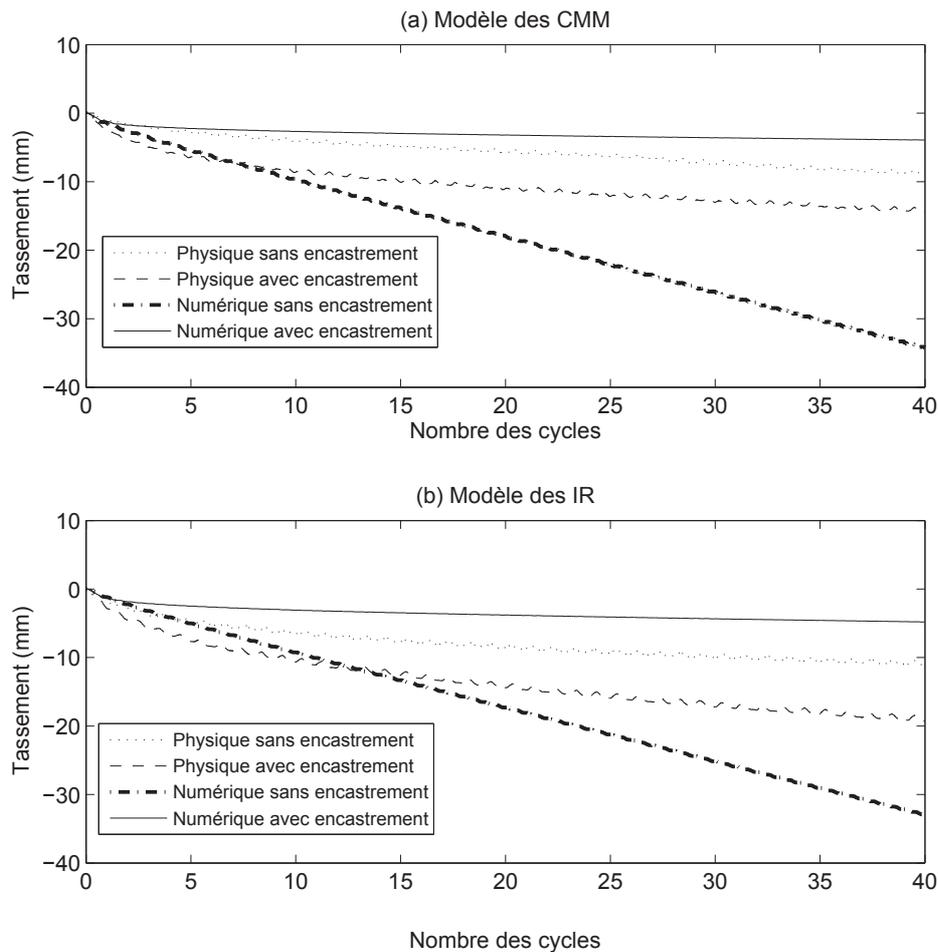


FIG. 5.7 – Comparaison des tassements de la semelle en fonction du nombre des cycles en quasi-statique.

Pour les modèles numériques, les interfaces entre la semelle et le gravier ont été mises en place avec les propriétés identiques dans les deux cas. La seule différence réside dans la couche d'argile d'encastrement qui augmente la capacité portante de la fondation. En conséquence, les tassements sont plus importants pour les modèles numériques sans encastrement de la semelle. A cause de la faible résistance, nous observons une augmentation quasi-linéaire du tassement avec le nombre des cycles dans les essais sans encastrement de la fondation, ce qui se traduit par la plastification totale du sol au cours des cycles. La différence des tassements entre le système des CMM et des IR pour les modèles numériques est moins évidente, ce qui correspond bien au fait que le compactage de la partie souple des CMM pour les modèles physiques n'a pas été pris en compte dans les modèles numériques. Cela implique que la réponse des tassements pour le système des CMM et des IR reste très proche lorsque nous respectons la même procédure de compactage dans les deux cas.

Les tassements obtenus pour les modèles numériques sous chargements dynamiques (figure 5.8) sont plus faibles que ceux observés lors des expériences comme ce que nous avons constaté précédemment pour les chargements quasi-statiques. Nous trouvons également la même tendance entre les modèles quasi-statiques et dynamiques pour les résultats numériques, c'est-à-dire que les tassements sous chargements dynamiques sont légèrement plus faibles que sous chargements quasi-statiques.

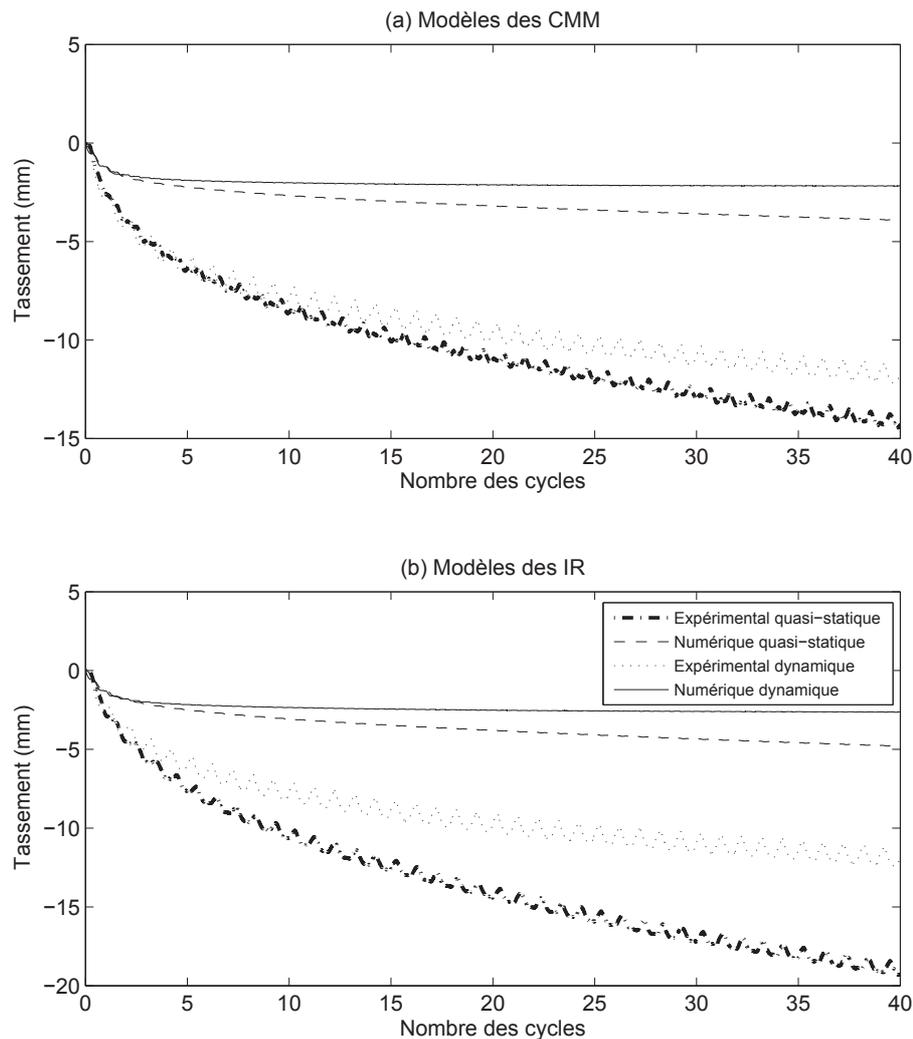


FIG. 5.8 – Comparaison des tassements de la semelle en fonction du nombre des cycles en dynamique.

Pour les modèles avec encastrement de la semelle, les modélisations physique et numérique montrent la même tendance avec une accumulation du tassement plus rapide pour les premiers cycles. Cependant, cette tendance est moins visible pour les modèles numériques sans encastrement de la semelle lorsque les tassements finaux sont beaucoup plus élevés que les autres modèles.

### 5.3.2 Rigidité horizontale

La force horizontale appliquée à la semelle n'est pas obtenue directement lors des calculs puisque le chargement est piloté en déplacement en imposant une vitesse sur les nœuds de la semelle. En saisissant les adresses physiques des nœuds de la semelle lors de la création du maillage, la force horizontale sur les nœuds repérés est ensuite enregistrée au cours des chargements. La force totale appliquée à la semelle est la somme des forces horizontales sur les nœuds concernés. La confrontation des résultats numériques et expérimentaux en termes de rigidité horizontale est illustrée dans la figure 5.9.

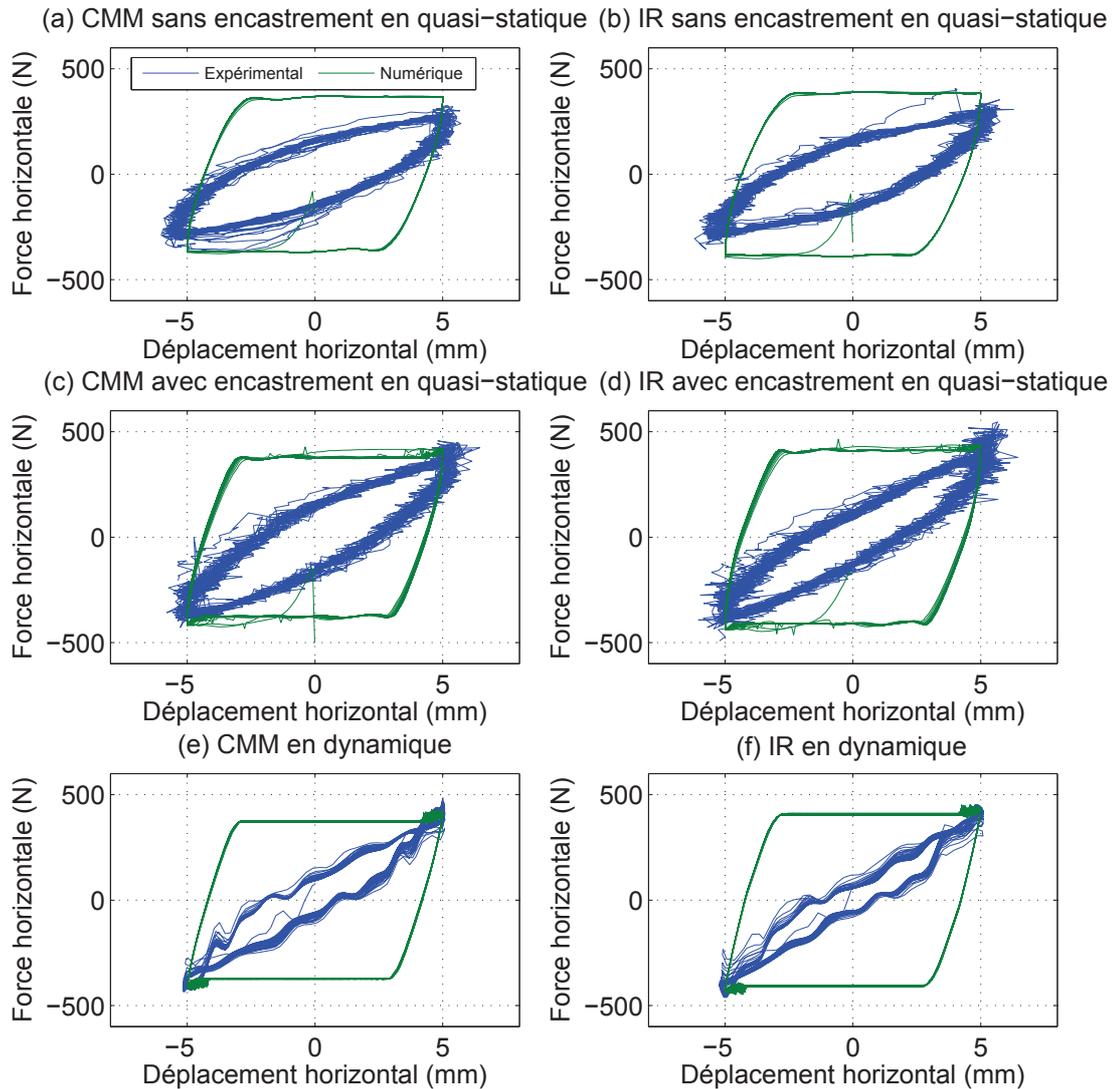


FIG. 5.9 – Comparaison de la réponse horizontale de la semelle en fonction du déplacement horizontal.

Nous constatons une différence principale entre les résultats numériques et expérimentaux en ce qui concerne la taille des boucles d'hystérésis. Les courbes de la force horizontale en fonction du déplacement horizontal pour les modèles numériques montrent des boucles d'hystérésis plus grandes que pour les modèles physiques. Le glissement de la semelle visualisé pendant les expériences est bien reproduit numériquement. Nous observons une petite partie où les résultats numériques correspondent bien aux résultats expérimentaux au tout début de chaque cycle au moment du changement de sens des chargements.

Pour les modèles numériques, au bout d'un déplacement horizontal de  $2\text{mm}$ , la semelle se met à glisser et la force horizontale atteint un palier. Néanmoins, les courbes expérimentales ne démontrent pas clairement le début du glissement avec un écrouissage. En effet, le comportement de l'interface réelle entre la semelle et le massif de sol est plutôt élastoplastique, alors que

dans les modèles numériques, elle se comporte d'une manière plastique rigide avec les rigidités normale  $k_n$  et tangentielle  $k_s$  irréallement élevées, ce qui explique le palier très vite atteint. L'amplitude de la force horizontale est conforme aux résultats numériques pour les essais avec encastrement de la semelle et légèrement plus faible pour les essais sans encastrement. Avec les modèles numériques, la dissipation d'énergie ne se déroule qu'au niveau de l'interface sol-semelle après l'atteinte du palier de la force horizontale, tandis qu'elle se présente aussi à l'intérieur du gravier et de l'argile. Nous constatons très peu d'évolution des boucles d'hystérésis et donc de la rigidité horizontale en fonction du nombre des cycles pour les modèles numériques, ce qui correspond bien à la tendance observée des résultats expérimentaux.

La légère différence de l'efficacité pour la dissipation d'énergie du système CMM par rapport aux IR pour les modèles physiques n'est pas très bien éclaircie par les résultats numériques. Cela s'explique par le fait que l'interface sol-semelle joue un rôle beaucoup plus important pour les modèles numériques que pour les modèles physiques, et que les propriétés de l'interface sol-CMM et sol-IR introduites dans les modèles numériques n'ont que très peu de différence.

L'effet inertiel démontré par les résultats numériques s'avère moins évident que les résultats expérimentaux. Nous ne voyons quasiment pas de différence de la taille des boucles d'hystérésis pour les modèles numériques, alors que cette différence est mieux visible sur les résultats expérimentaux. Ceci est également dû au rôle primordial des interfaces et de leur comportement dans les modèles numériques.

### 5.3.3 Efforts internes

Les déplacements et les efforts internes des inclusions rigides peuvent être quantifiés pour les modèles numériques contrairement aux analyses seulement qualitatives que nous avons pu effectuer lors de la visualisation du comportement des inclusions rigides pour les modèles physiques.

La figure 5.10 montre l'enveloppe des déplacements horizontaux et des efforts internes des inclusions rigides calculés pour le cycle donnant le maximum de déplacement. La position " 0 " correspond à la tête des inclusions rigides, au cours des chargements cycliques quasi-statiques.

Les courbes mettent en évidence l'efficacité du système des CMM vis-à-vis du système des IR en termes de la dissipation d'énergie que nous n'avons pas pu bien éclaircir à travers les courbes de la force en fonction du déplacement horizontal de la semelle. Les déplacements horizontaux et les efforts internes sont clairement plus importants pour les IR que pour les CMM, d'autant plus que la semelle est encadrée totalement dans l'argile. Cela veut dire que l'énergie est dissipée davantage à travers la partie souple du système des CMM et que plus de charge horizontale est transmise aux têtes des inclusions rigides pour le système des IR. Le déplacement horizontal maximal des têtes des inclusions rigides atteint presque  $1,0mm$  pour le système des IR, soit plus de 30% que pour le système des CMM qui donne une valeur maximale d'environ  $0,75mm$ . Il est à noter que nous n'avons pas observé de déplacement visible des inclusions lors des expériences. Les courbes d'effort tranchant indiquent une valeur de  $30N$  pour la force horizontale transmise à la tête des inclusions pour le système des IR avec encastrement, ce qui correspond à une réduction d'environ 85,2% par rapport à la force horizontale appliquée à la semelle. Pour le système des CMM avec encastrement, nous obtenons une réduction légèrement plus élevée de 86,8%. En conséquence, le moment fléchissant

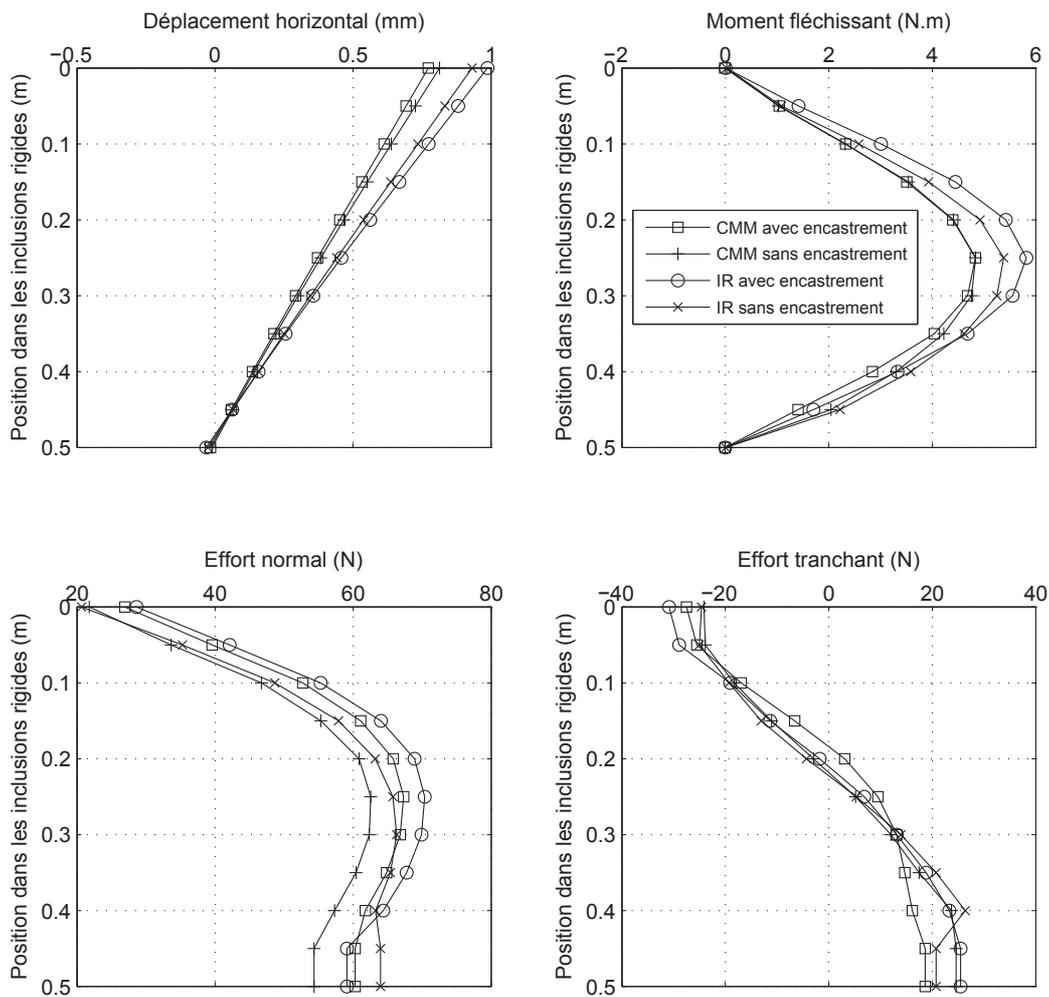


FIG. 5.10 – *Déplacement horizontal et efforts internes dans les inclusions rigides en quasi-statique.*

maximal dans les inclusions rigides subit une augmentation de 21% lors que nous passons du système des CMM avec une valeur de  $4,8N.m$  au système des IR avec une valeur de  $5,8N.m$ . Les efforts normaux dans les inclusions rigides montrent bien le frottement négatif dans la partie haute de la plaque dû au tassement différentiel entre le gravier et l'argile molle.

Pour les modèles sous chargements dynamiques, nous constatons exactement le même effet de la partie souple des CMM vis-à-vis du matelas granulaire des IR (figure 5.11). Il est à noter que l'écart des efforts normaux entre les CMM et IR est particulièrement important pour les modèles dynamiques. De plus, les moments fléchissants ont des valeurs non nulles aux têtes des inclusions contrairement aux modèles quasi-statiques et les valeurs maximales sont atteintes légèrement plus haut dans les inclusions pour les modèles dynamiques. Donc les moments fléchissants sont engendrés et transmis en tête des inclusions et les inclusions rigides sont plus sollicitées sous l'effet inertiel.

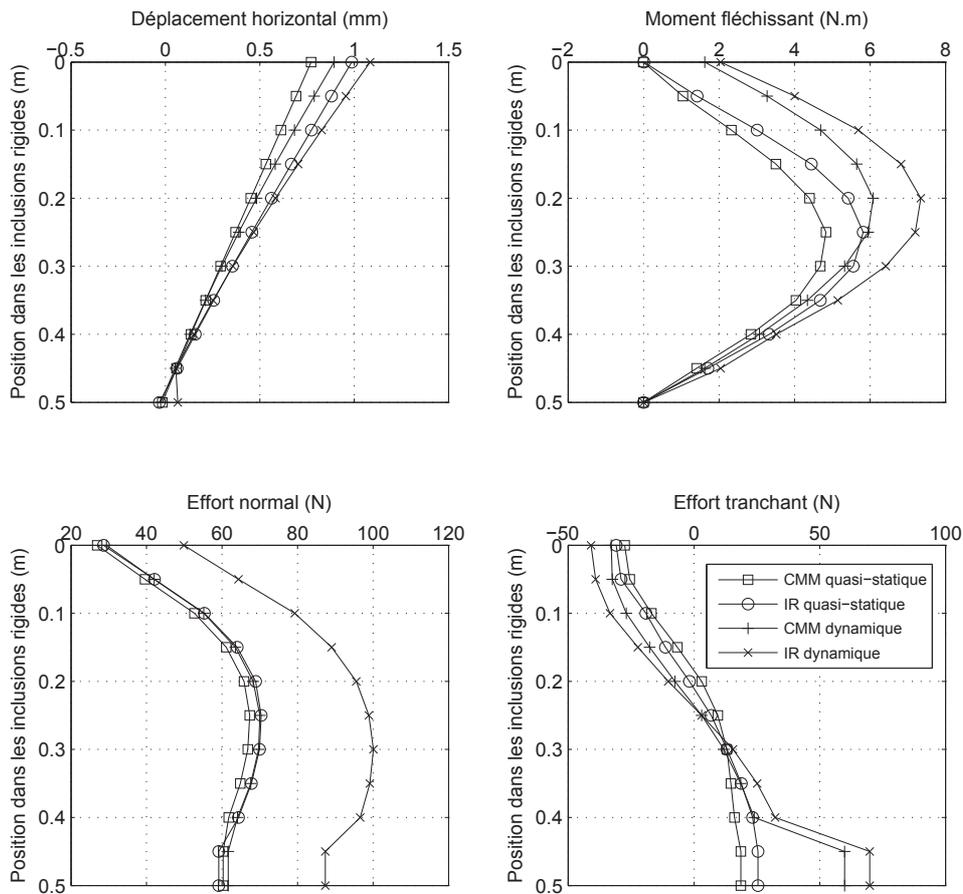


FIG. 5.11 – Déplacement horizontal et efforts internes dans les inclusions rigides en dynamique.

## 5.4 Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons présenté les modélisations numériques correspondant à la configuration des essais réalisés en 2D dans la VisuCuve. Des différences entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux ont été constatées et analysées. Bien qu'ils ne coïncident pas parfaitement, les résultats numériques nous ont permis de confirmer certaines tendances démontrées par les résultats expérimentaux.

L'efficacité du système des CMM par rapport au système des IR en termes de la dissipation d'énergie n'a pas été plus éclaircie numériquement vis-à-vis des expériences pour lesquelles nous n'avons observé qu'une faible différence de la taille des boucles d'hystérésis. Néanmoins, les modélisations numériques nous ont permis une analyse quantitative des efforts internes dans les inclusions rigides. D'après les efforts internes calculés, les CMM sont moins sollicitées que les IR en quasi-statique et en dynamique. L'effet inertiel a été aussi mis en évidence, indiquant une transmission plus forte des moments en tête des inclusions lors des chargements dynamiques.

Après l'étude du comportement des CMM et IR de la modélisation physique " VisuCuve ", le chapitre suivant sera consacré aux modélisations numériques en 3D en vraie grandeur du système des CMM et IR.

---

## Modélisation numérique en vraie grandeur

---

Les modèles numériques à l'échelle du modèle physique dans la " VisuCuve " étant validés, le modèle numérique en vraie grandeur visant à simuler le problème réel a été construit à partir du modèle réduit. Les mêmes principe et procédure ont été suivis pour la construction du modèle en vraie grandeur. Les dimensions du modèle, dans lequel quatre CMM cylindriques ont remplacé deux tranches dans les modèles réduits en 2D, ont été augmentées dix fois. Les valeurs des propriétés mécaniques des matériaux réellement présents et les conditions aux limites appropriées ont été employées. L'influence de la longueur de la partie supérieure des CMM a été mise en évidence en la faisant varier sous chargements horizontaux cycliques dynamiques.

### 6.1 Présentation des modèles numériques

#### 6.1.1 Configuration et dimensions des CMM et IR

Après avoir simulé les expériences, nous présentons, dans cette partie, des modélisations numériques sur le système réel des CMM et des IR en vraie grandeur. Les modélisations s'effectuent en 3D.

Le système étudié comprend une semelle carrée de 2m de côté et de 50cm d'épaisseur, totalement encastrée dans le sol.

Sous la semelle, quatre CMM ( $2 \times 2$ ) sont incluses. L'entraxe des quatre CMM est 1,2m. La partie supérieure des CMM est composée des colonnes ballastées d'un diamètre constant de 90cm, et de longueur variable entre 30cm, 100cm et 150cm. La partie inférieure des CMM est composée des inclusions rigides en béton dont le diamètre et la longueur sont respectivement 34cm et 5m. Une zone de transition de même diamètre que la partie supérieure et de longueur



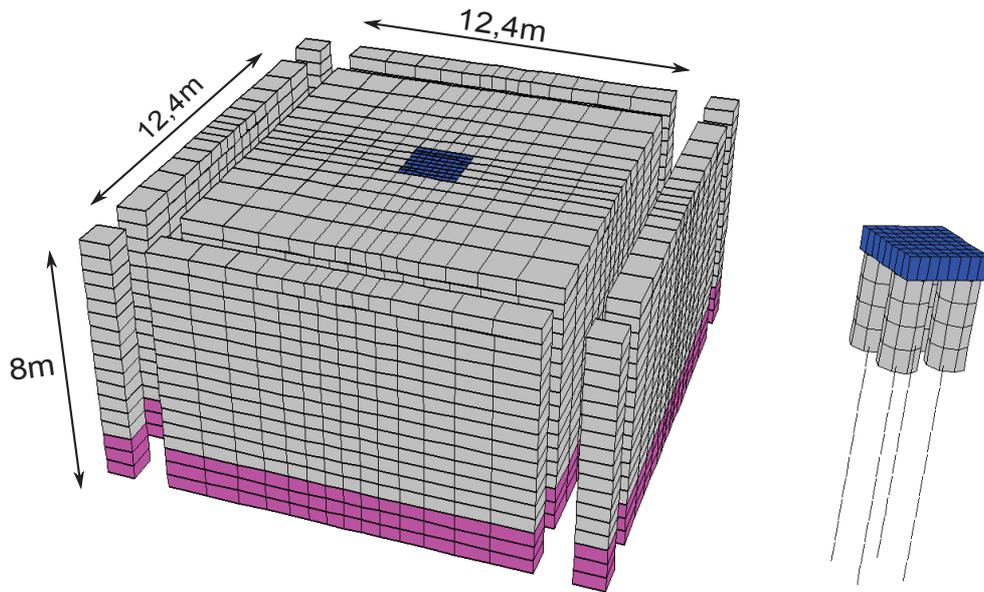


FIG. 6.2 – Maillage du système des 4CMM.

CMM. Nous avons réalisé une approximation en considérant que l'interface semelle-gravier porte sur quatre carrés de  $80\text{cm}$  de côté, et que les éléments entre eux sont en contact avec l'argile. L'interface entre les inclusions rigides et le sol a été caractérisée en béton-argile par l'intermédiaire des éléments " pieu ".

En ce qui concerne les lois de comportement employées pour les matériaux, les colonnes ballastées, les couches de gravier et d'argile ont été décrites par la loi élasto-plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb, et les inclusions rigides, les zones de transition et la semelle ont été considérées comme des matériaux élastiques linéaires. Les valeurs des paramètres sont récapitulées dans le tableau 6.1. Le choix d'une valeur constante de  $20\text{kPa}$  sur toute la hauteur du massif d'argile a été fait pour pouvoir confronter les résultats du calcul 3D à ceux des expériences sur le modèle 2D. Cette valeur est par ailleurs représentative de la cohésion moyenne d'une couche superficielle de sol en place.

TAB. 6.1 – Propriétés mécaniques des différents matériaux dans les modèles numériques.

Matériaux	Module d'Young $E$	Coefficient de Poisson $\nu$	Angle de frottement $\phi$	Cohésion $c$
Colonnes en gravier	$60\text{MPa}$	0,3	38	0
Base en gravier	$100\text{MPa}$	0,3	45	0
Massif d'argile	$6\text{MPa}$	0,3	0	$20\text{kPa}$
Zone de transition	$600\text{MPa}$	0,3		
Semelle	$10\text{GPa}$	0,2		
Inclusions rigides	$5,3\text{GPa}$	0,2		

Dans la réalité, les ondes se propagent jusqu'à l'infini sous chargement dynamique. Afin de limiter la réflexion d'ondes sur les frontières du modèle, des conditions aux limites appropriées sont nécessaires dans les calculs dynamiques. Pour ce faire, nous installons les frontières "

champ libre " autour du massif de sol par l'intermédiaire des frontières absorbantes présentées dans FLAC3D (figure 6.3). L'amortissement local est introduit pour les matériaux avec les valeurs identiques à celles des calculs en 2D.

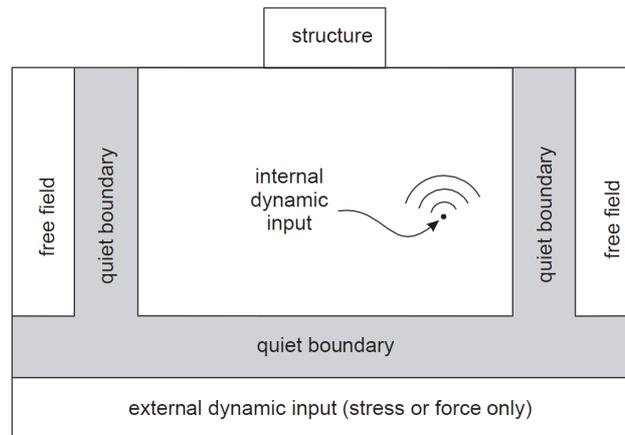


FIG. 6.3 – Frontières absorbantes et frontières " champ libre ".

### 6.1.3 Déroulement des simulations

La modélisation numérique 3D en vraie grandeur vise à examiner l'effet inertiel sur le comportement des CMM et des IR sous sollicitation horizontale dynamique. Afin de déterminer l'amplitude des efforts horizontaux appliqués à la semelle, les simulations se déroulent successivement en trois phases.

Dans la première phase, la capacité portante de la fondation reposant sur quatre CMM est déterminée. Après la consolidation du massif de sol et la mise en place des CMM, la semelle est mise en contact avec le massif et est soumise à la charge verticale pilotée par le déplacement via une très petite vitesse imposée aux nœuds de la semelle jusqu'à la rupture du sol. Ainsi, une charge verticale nominale en force est définie à partir de la charge verticale maximale en considérant un facteur de sécurité de 3,0.

Dans la deuxième phase, la charge horizontale maximale en déplacement est obtenue pour le système des CMM. La semelle est soumise à la charge verticale nominale en force obtenue précédemment en respectant les démarches d'initialisation des contraintes et de mise en place. En couplant une charge horizontale contrôlée en déplacement, la valeur maximale est atteinte au moment où la semelle se met à glisser. Avec le même facteur de sécurité de 3,0, nous définissons alors un déplacement horizontal " nominal " correspondant à la charge horizontale nominale. Afin de pouvoir comparer les résultats obtenus sur la même référence, nous supposons que les charges nominales verticale et horizontale restent les mêmes pour le système des IR. Ainsi, les calculs sont aussi réalisés pour le système des IR en le soumettant aux mêmes charges nominales verticale et horizontale.

Dans la troisième phase, une analyse dynamique est effectuée avec une charge horizontale cyclique d'une fréquence de  $1Hz$  appliquée à la semelle après les étapes d'initialisation similaires. L'amplitude de la charge horizontale reste constante avec la valeur nominale déterminée dans la deuxième phase. Les trois phases de la modélisation numérique sont schématisées dans la figure 6.4.

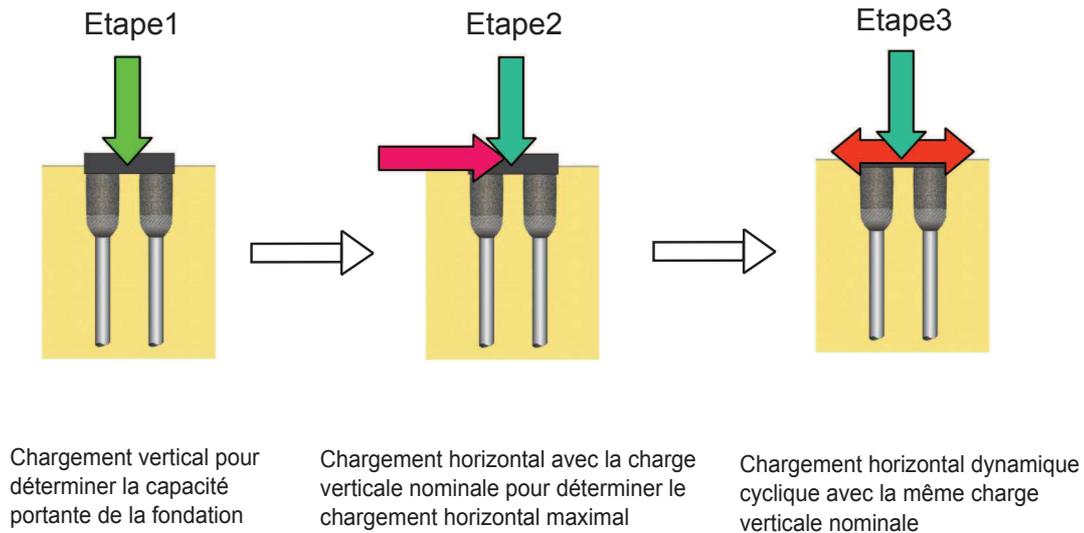


FIG. 6.4 – Schématisation des trois phases de la modélisation numérique.

## 6.2 Analyses des résultats

Ayant comparé les résultats expérimentaux et numériques des modèles réduits, nous analysons numériquement la simulation de leur comportement en vraie grandeur en 3D. Les résultats sont présentés pour chaque phase de la modélisation au niveau de la semelle et des inclusions rigides. La comparaison du comportement entre les systèmes des CMM et des IR est réalisée afin de vérifier les observations des résultats des modèles physiques 2D.

### 6.2.1 Capacité portante de la fondation

La capacité portante de la fondation reposant sur les quatre CMM est évaluée en appliquant une charge verticale croissante à la semelle. Nous considérons que la charge verticale atteint la valeur ultime lorsque le tassement est égal à 10% de la largeur de la semelle, c'est-à-dire 20cm dans notre cas. La figure 6.5a montre la variation de la charge verticale en fonction du tassement pour les trois hauteurs différentes de la partie supérieure des CMM. L'influence de la hauteur de la partie souple sur la capacité portante est évidente. Moins la hauteur de la partie souple est importante, plus la capacité portante de la fondation est élevée, notamment pour la hauteur de 0,3m pour laquelle la capacité portante est beaucoup plus grande que pour les deux autres hauteurs. De plus, nous constatons que la charge verticale atteint un palier pour les hauteurs de 1,0m et 1,5m, alors que pour la hauteur de 0,3m, elle augmente constamment avec une diminution de la pente à partir d'environ 1500kN. En effet, la partie supérieure avec la hauteur de 0,3m est tellement courte que le comportement du système des CMM est similaire à celui d'une fondation sur pieux et les inclusions rigides sont beaucoup plus mobilisées dans ce cas. Pour les deux autres cas, la partie supérieure est assez longue et le tassement de la semelle est causé principalement par la déformation de la couche d'argile molle et des colonnes en gravier. Etant donné que les trois charges verticales maximales sont différentes pour les trois cas, nous définissons la charge verticale nominale avec un facteur de sécurité de 3,0 par la charge maximale du système des CMM dont la hauteur de la partie supérieure est de 1,5m, soit 320kN. A titre indicatif, la capacité ultime de la fondation ancrée uniquement dans l'argile ne serait que de 529kN.

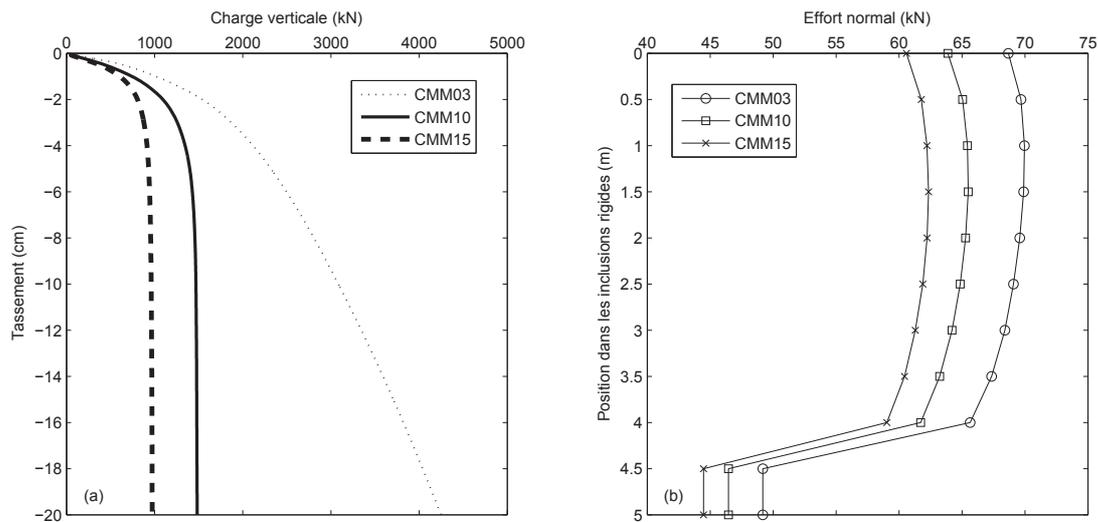


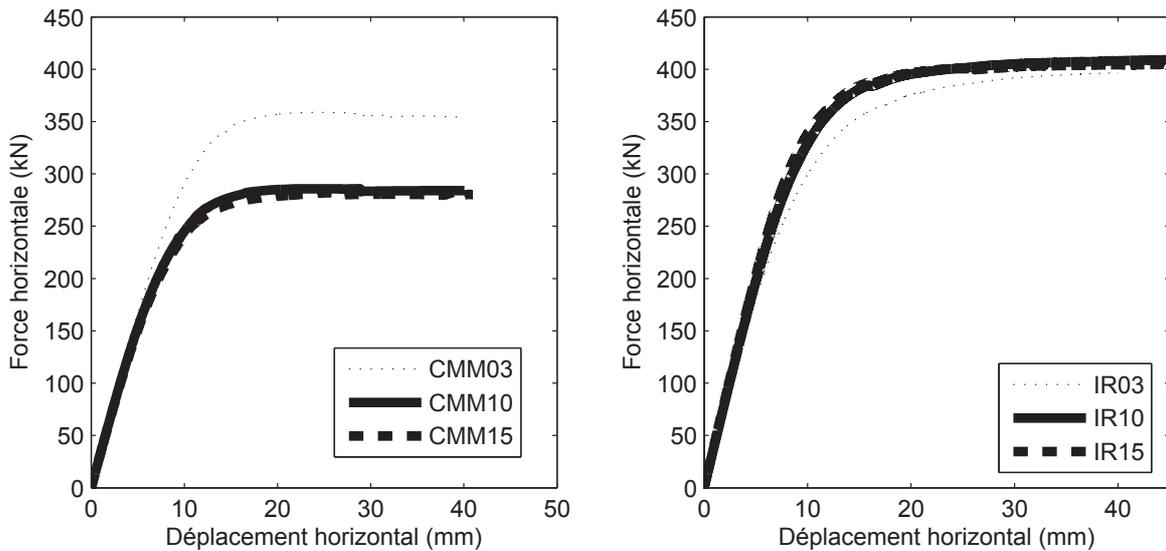
FIG. 6.5 – (a) Capacité portante de la fondation (b) Effort normal dans les inclusions rigides sous charge nominale  $320kN$ .

La figure 6.5b montre les efforts normaux dans les inclusions rigides en fonction de leur longueur lorsque la semelle est soumise à cette charge nominale. La position " 0 " correspond aux têtes des inclusions. Grâce à la symétrie du système et du chargement, une seule inclusion est étudiée pour chaque cas. Nous observons une augmentation des efforts normaux dans la partie supérieure des inclusions rigides, ce qui s'explique par le frottement latéral sur les inclusions généré par la différence des tassements entre les colonnes en gravier et l'argile. Nous remarquons que le frottement négatif semble très faible pour les CMM. Nous avons pratiquement un frottement nul jusqu'à  $4m$ . A partir d'un point neutre, le frottement positif reprend et les efforts normaux commencent à diminuer jusqu'aux pieds des inclusions. La diminution brusque des efforts normaux dans les pieds des inclusions est due à l'encastrement des pieds dans la couche porteuse du gravier. Nous constatons également que les efforts normaux diminuent en augmentant la hauteur de la partie souple des CMM, ce qui correspond bien à la différence de la capacité portante pour laquelle les inclusions rigides sont plus mobilisées si la partie souple des CMM est plus courte.

### 6.2.2 Réponse horizontale sous chargement statique

Afin d'obtenir la charge horizontale nominale, la semelle soumise à la charge verticale nominale de  $320kN$  est poussée horizontalement. La réponse horizontale des systèmes des CMM et IR sous chargement statique est évaluée par les courbes de la force horizontale en fonction du déplacement horizontal montrées dans la figure 6.6.

Dans le cas des CMM, nous observons un comportement très similaire entre les CMM avec la partie supérieure de  $1,0m$  et de  $1,5m$  de hauteur. Le glissement de la semelle se produit à partir d'un déplacement horizontal d'environ  $12mm$  dans les deux cas. Par ailleurs, leur capacité horizontale reste très proche avec une force ultime de  $280kN$ . En revanche, l'influence de la hauteur de la partie supérieure est plus claire pour la hauteur de  $0,3m$ , pour laquelle la semelle commence à glisser lorsque le déplacement horizontal atteint presque  $15mm$  avec une force maximale plus élevée de  $350kN$ . Nous constatons que les pentes initiales sont les mêmes dans les trois cas, ce qui traduit les rigidités identiques introduites dans les modèles pour les

FIG. 6.6 – *Capacité horizontale de la fondation.*

interfaces.

Pour le système des IR, l'influence de la hauteur de la partie en gravier sur la force maximale et le seuil du glissement n'est pas très visible, notamment pour la hauteur de  $0,3m$ . Plus clair dans le système des CMM, l'effet peut être expliqué par la mobilisation beaucoup plus importante des inclusions rigides grâce à la zone de transition. Pour les trois systèmes des IR, le niveau de mobilisation des inclusions rigides reste proche et tout semble se jouer au niveau de l'interface sol-semelle. Par ailleurs, nous voyons une augmentation de la force maximale par rapport au système des CMM avec un démarrage du glissement légèrement moins évident pour la hauteur de  $0,3m$ . Cette différence entre le système des CMM et des IR provient des éléments " interface " entre la semelle et le massif du sol. Ils sont caractérisés tous par une interface semelle-gravier pour le système des IR, alors que les propriétés d'une interface semelle-argile sont employées pour la partie entre les 4 colonnes ballastées dans le cas des CMM.

Enfin, nous définissons un déplacement horizontal nominal de la semelle de  $4mm$  qui correspond à une force horizontale d'environ  $130kN$  pour le système des CMM et de  $150kN$  pour le système des IR.

Les figures 6.7 et 6.8 montrent les efforts internes et le déplacement horizontal des inclusions rigides lorsque la semelle est soumise à la charge verticale nominale de  $320kN$  avec le déplacement horizontal nominal de  $4mm$ . L'effet de la hauteur de la partie en gravier est mis en évidence tant pour le système des CMM que pour le système des IR, notamment pour la hauteur de  $0,3m$  avec le moment fléchissant et l'effort tranchant ainsi que le déplacement horizontal beaucoup plus importants que pour les hauteurs de  $1,0m$  et  $1,5m$ . La valeur maximale est obtenue en tête des inclusions pour l'effort tranchant, alors que le moment fléchissant atteint sa valeur maximum environ  $1,5m$  plus bas. Sous exactement les mêmes chargements, nous voyons que le moment fléchissant et l'effort tranchant ainsi que le déplacement horizontal des inclusions rigides sont plus importants dans le cas des IR.

Une tendance inverse est constatée pour l'effort normal avec une valeur maximale plus faible

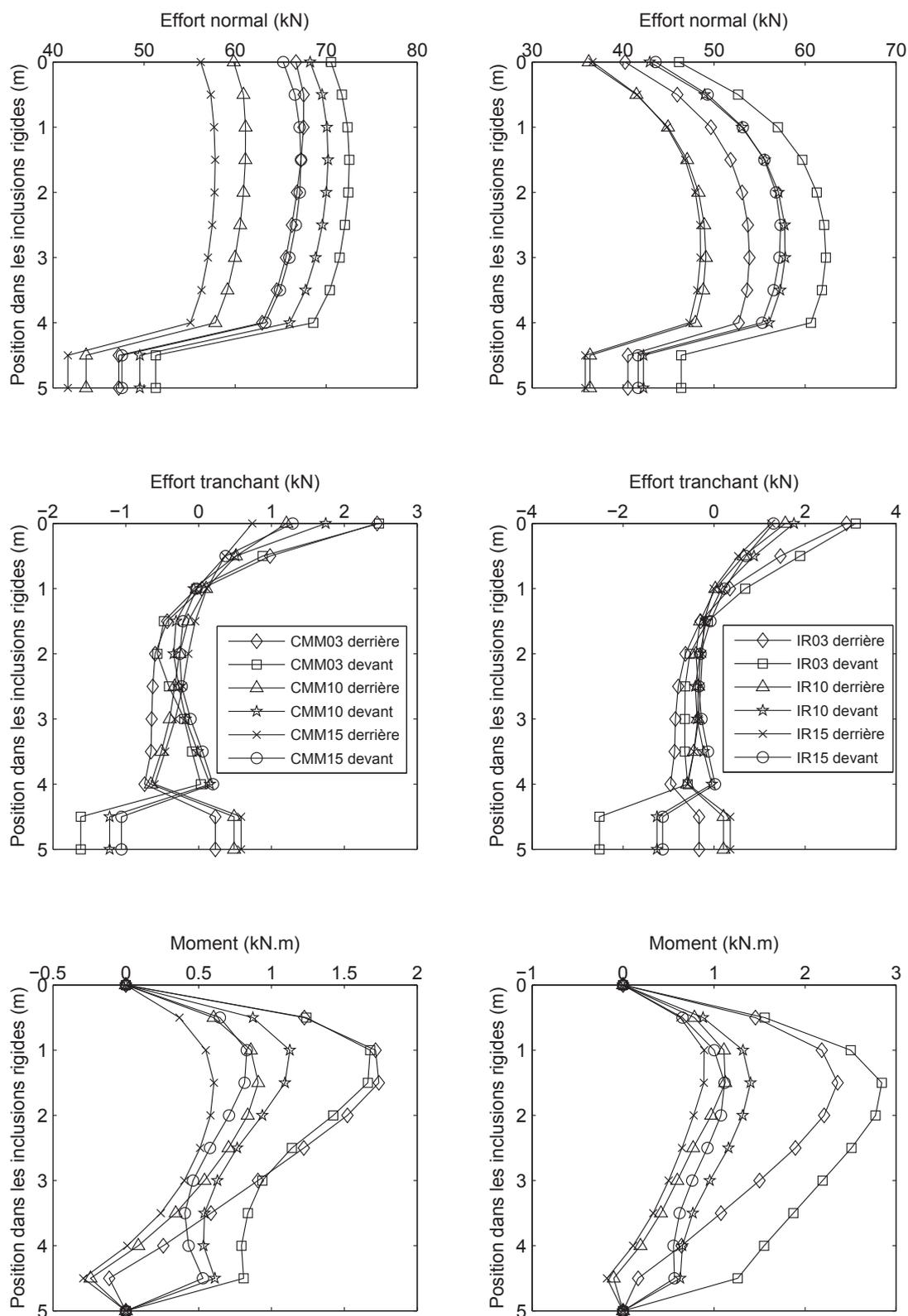


FIG. 6.7 – Efforts internes dans les inclusions rigides sous chargement horizontal statique.

dans le cas des IR que les CMM et un écart entre les deux cas plus important que celui observé pour l'effort tranchant et le moment fléchissant. Cela veut dire que pour le système des CMM,

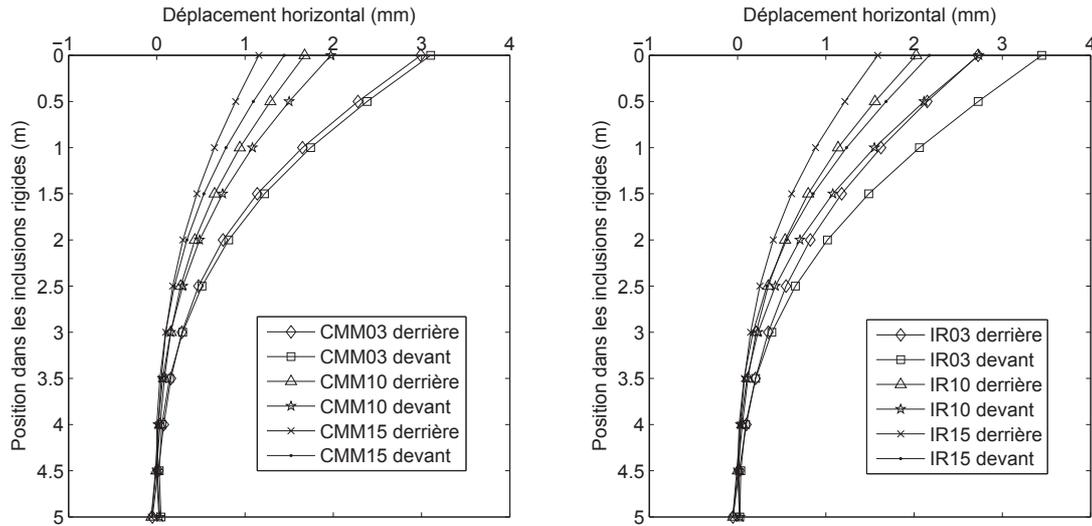


FIG. 6.8 – *Déplacement horizontal le long des inclusions rigides sous chargement horizontal statique.*

sur une section droite donnée de l'inclusion rigide est appliqué un moment fléchissant moins important avec un effort normal plus élevé. Par conséquent, nous pouvons penser que la contrainte normale pourrait passer en compression sur toute la section. Prenons l'exemple du système des CMM avec la partie en gravier de  $1,5m$  de hauteur, pour un moment fléchissant maximal de  $0,83kN.m$  et un effort normal de  $67,09kN$ , nous obtenons une contrainte en compression sur toute la section avec une valeur minimale de  $0,52MPa$ . Alors que pour le système des IR, la section est également en compression, mais avec une valeur minimale plus faible de  $0,32MPa$ . Il est à noter que l'effort tranchant pour la hauteur de  $1,0m$  et  $1,5m$  reste quasiment identique tout au long de la hauteur des inclusions rigides dans le cas des IR. En outre, l'allure de l'effort normal le long des inclusions rigides présente une différence surtout pour la moitié supérieure entre le système des CMM et des IR. Nous notons le développement d'un frottement négatif important sur pratiquement la moitié de la hauteur dans le cas des IR, alors que pour les CMM, le frottement est simplement annulé. La diminution brusque des efforts internes dans la partie basse des inclusions rigides est due à l'encastrement des pieds des inclusions rigides dans la couche inférieure du massif.

Nous constatons également un effet de groupe, avec l'inclusion rigide à l'avant plus sollicitée que celle à l'arrière et une allure différente au pied des inclusions pour le moment fléchissant et l'effort tranchant. Cet effet de groupe est plus important pour la hauteur de  $1,0m$  et  $1,5m$  que pour la hauteur de  $0,3m$ .

### 6.2.3 Réponse horizontale sous chargement dynamique

Les tassements de la semelle sous chargement dynamique sont montrés en fonction du nombre des cycles dans la figure 6.9. Nous constatons une différence majeure entre les CMM et les IR en ce qui concerne l'évolution des tassements au cours des cycles. Dans le cas des CMM, les tassements n'évoluent pas beaucoup et se stabilisent sous chargement horizontal dynamique, alors que pour les IR, ils continuent à augmenter au cours des chargements et n'ont pas tendance à se stabiliser pour les IR. De plus, les amplitudes sont plus élevées pour le système des IR avec les tassements finaux beaucoup plus importants. Dans le cas des CMM, nous

observons un tassement quasi nul pour la hauteur de la partie supérieure des CMM de 0,3m et une légère augmentation du tassement en fonction de cette hauteur. Ce n'est pas tout à fait le cas pour le système des IR avec une influence de la hauteur en gravier moins évidente.

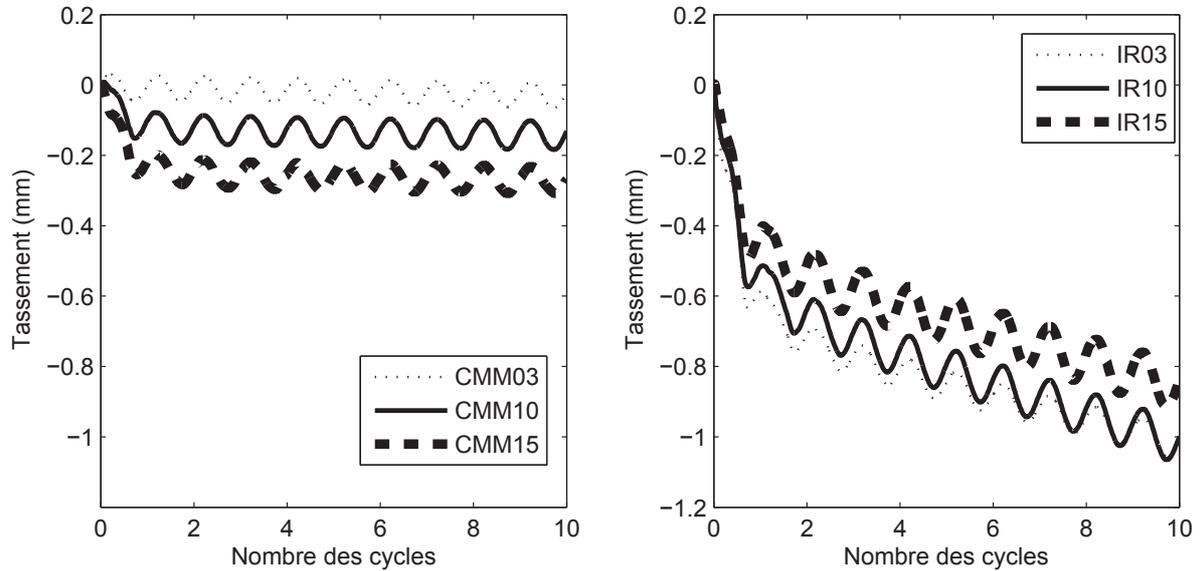


FIG. 6.9 – Tassement de la semelle au cours du chargement horizontal dynamique.

En effet, pour le système des CMM, les inclusions rigides sont plus mobilisées et réagissent ensemble avec la partie supérieure sous chargement horizontal. Alors que dans le cas des IR, le tassement se produit dans le matelas granulaire sans trop mobiliser verticalement les inclusions rigides au niveau de leur effort normal. Cela peut expliquer également le tassement légèrement plus élevé pour le matelas granulaire le plus épais de 1,5m dans le cas des IR. De plus, l'influence de la zone de transition plus rigide dans le cas des CMM peut aussi expliquer la différence du tassement constatée.

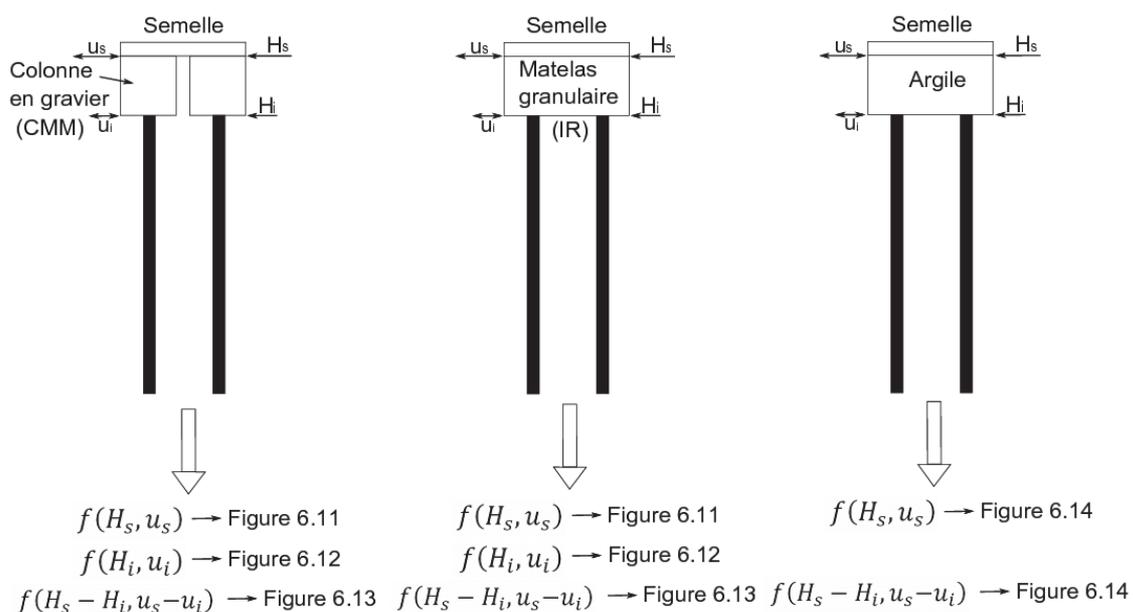


FIG. 6.10 – Détails de l'interprétation de la réponse horizontale pour les différents systèmes.

Afin de clarifier la réponse horizontale de l'ensemble des systèmes semelle-sol-renforcement, nous présentons dans la figure 6.10 les différentes parties des systèmes avec les résultats correspondant aux figures suivantes.

La force horizontale obtenue sur la semelle en fonction du déplacement horizontal imposé est représentée figure 6.11. Contrairement aux modèles numérique en 2D sur modèle de laboratoire, nous n'observons pas de palier dans les courbes puisque la semelle n'atteint pas la limite du glissement pour un déplacement horizontal de  $4mm$ . En ce qui concerne la forme des boucles d'hystérésis, nous observons peu de différence entre les CMM et les IR, comme dans les modèles numériques en 2D. L'influence de la hauteur de la partie supérieure des CMM ou du matelas granulaire des IR est difficilement quantifiable sur la figure 6.11. Dans tous les cas, nous constatons que les amplitudes de la force horizontale et la taille des boucles d'hystérésis sont assez proches et que la rigidité horizontale n'évolue quasiment pas au cours des cycles. Il est à noter qu'au début des cycles, des fortes oscillations numériques persistent lors des calculs de la force horizontale, ce qui nous donne des perturbations sur les courbes.

La figure 6.12 montre la réponse horizontale au niveau des têtes des inclusions rigides. Nous voyons une nette influence de la hauteur de la partie supérieure en gravier des CMM et du matelas des IR. En augmentant cette hauteur de  $0,3m$  à  $1,5m$ , les amplitudes de la force et du déplacement horizontal diminuent, ainsi que la taille des boucles d'hystérésis. Par ailleurs, la différence entre le système des CMM et des IR se manifeste de façon d'autant plus évidente que la hauteur de la partie en gravier augmente. Pour la hauteur de  $0,3m$ , les boucles d'hystérésis ont presque la même taille, alors qu'elles sont visiblement plus grandes pour la hauteur de  $1,0m$  et  $1,5m$  dans le système des IR que dans le système des CMM. Cela veut dire que, globalement, nous avons plus de dissipation dans le système des IR que dans le système des CMM.

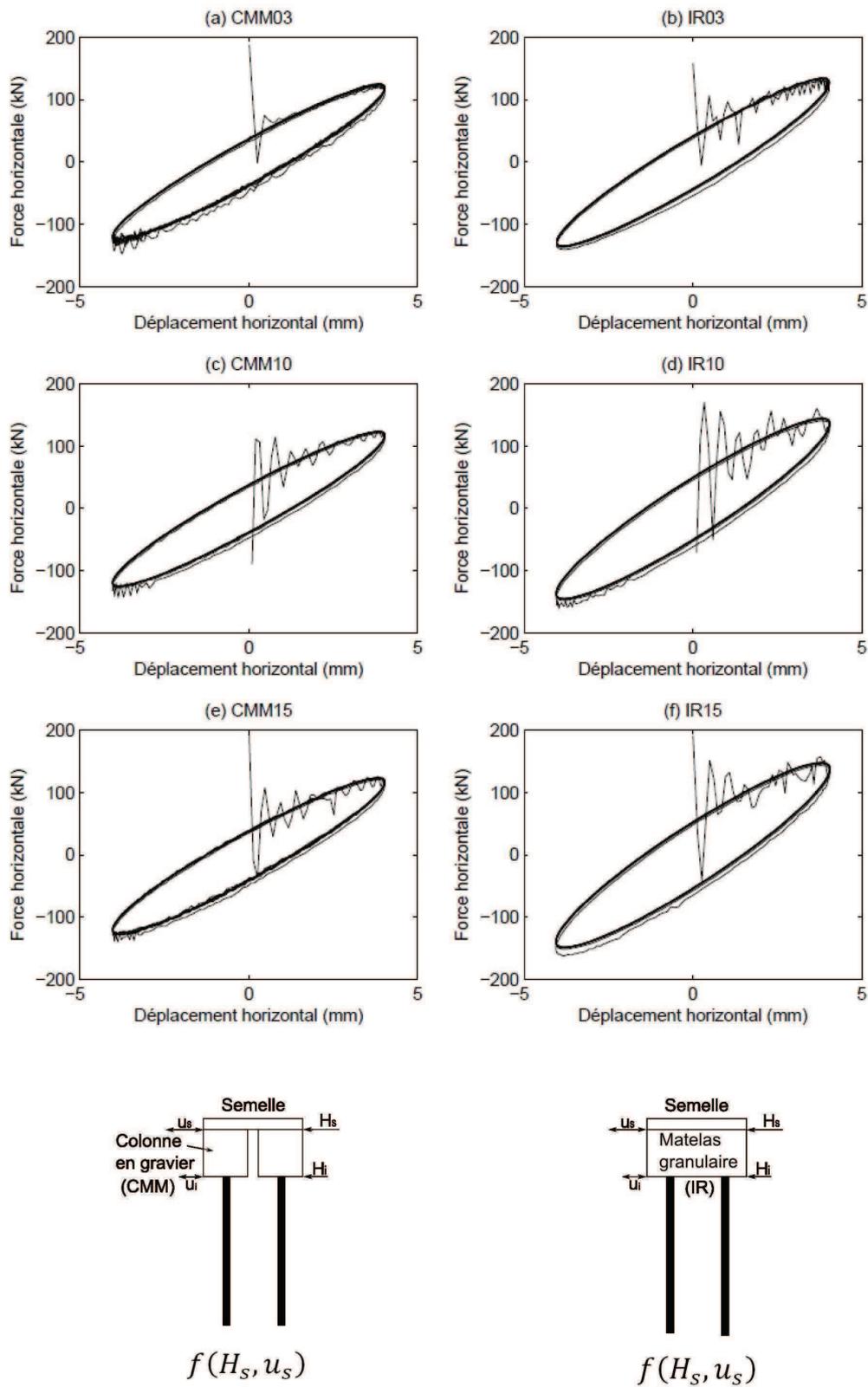


FIG. 6.11 – Réponse horizontale de la semelle sous chargement dynamique.

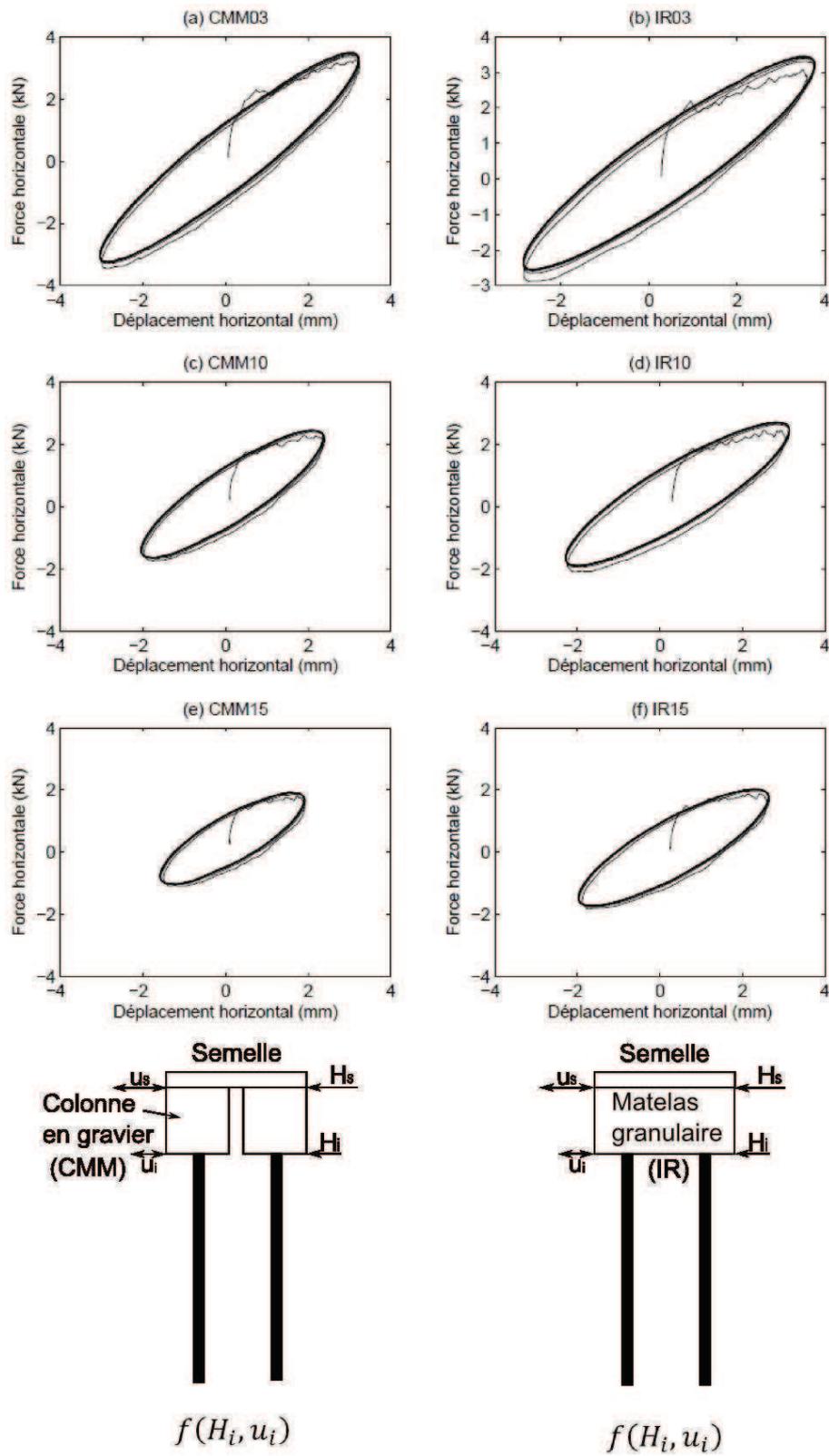


FIG. 6.12 – Réponse horizontale au niveau des têtes des inclusions rigides.

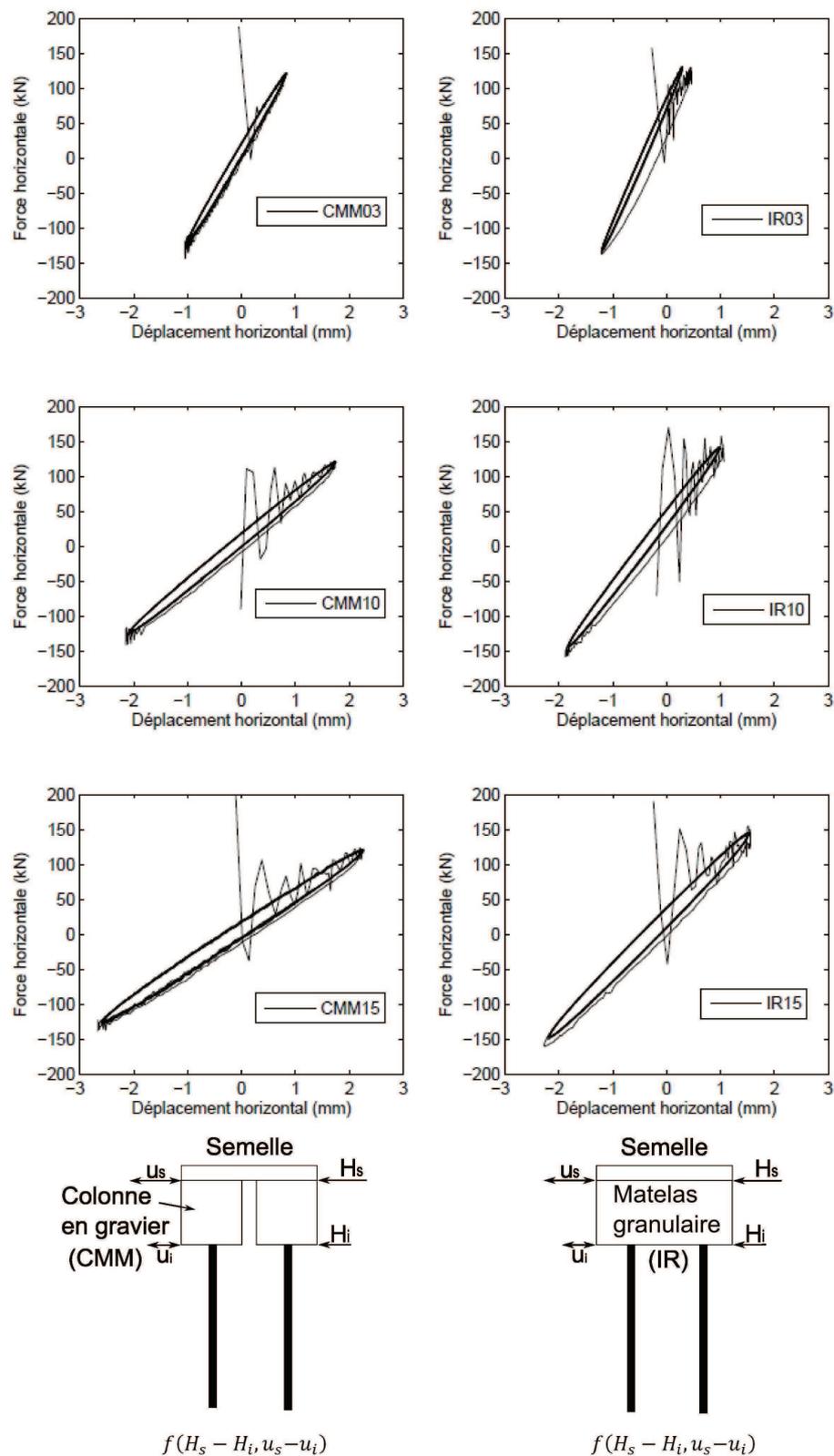


FIG. 6.13 – Réponse horizontale de la partie en gravier pour les CMM et les IR (la différence de la force horizontale en fonction de la différence du déplacement horizontal entre la semelle et la tête des inclusions).

Afin d'évaluer la dissipation d'énergie dans la partie supérieure des systèmes des CMM et des IR, nous traçons les courbes de la différence entre la force horizontale appliquée à la semelle et celle transmise à la tête des inclusions en fonction de la différence de leurs déplacements horizontaux (figure 6.13). Les amplitudes de la différence de la force horizontale ont presque les mêmes valeurs, alors que celles de la différence du déplacement augmentent lorsque la hauteur de la partie supérieure augmente. Cette différence du déplacement est légèrement plus grande pour le système des CMM que pour le système des IR. Nous observons un comportement presque linéaire avec les boucles d'hystérésis relativement resserrées.

Nous calculons les coefficients d'amortissement à partir des résultats présentés dans la figure 6.13 pour la partie en gravier afin de les comparer aux coefficients d'amortissement pour l'ensemble des systèmes, calculés à partir des boucles d'hystérésis au niveau de la semelle (figure 6.11). De plus, nous avons réalisé une série de calculs avec les mêmes modèles numériques que pour le système des IR, mais en remplaçant le matelas granulaire par de l'argile ayant les mêmes propriétés que celles du massif, ceci afin d'examiner le rôle de la partie supérieure dans la dissipation de l'énergie pour les systèmes des CMM et des IR. Nous présentons par ce dernier cas purement théorique et ne correspondant à aucune " situation réelle " la réponse de la semelle (à gauche) et celle de la partie remplacée par l'argile (à droite) dans la figure 6.14. Nous constatons un comportement similaire mais avec des amplitudes de la différence du déplacement horizontal encore plus élevées et celles de la différence de la force horizontale légèrement plus importantes. La hauteur de la partie au-dessus des inclusions ne montre pas beaucoup d'influence par rapport à la partie en graviers des deux autres systèmes.

La figure 6.15 regroupe les coefficients d'amortissement pour les trois systèmes. Les valeurs des coefficients restent faibles dans tous les cas. Cela s'explique par le fait que la charge appliquée est faible et que nous avons un comportement du massif de sol presque élastique. Nous trouvons que l'ensemble du système des IR dissipe le plus d'énergie d'après l'observation sur la taille des boucles d'hystérésis. Mais pour la partie supérieure, les systèmes des CMM et des IR ont quasiment les mêmes valeurs du coefficient d'amortissement. Ceci indique que le pourcentage d'énergie dissipée dans les inclusions rigides est plus élevé pour le système des IR que pour le système des CMM. Pour le système sans gravier, grâce à sa faible rigidité, la partie d'argile sur les têtes des inclusions dissipe plus d'énergie par rapport aux deux autres systèmes. Mais les coefficients d'amortissement pour l'ensemble du système sont les plus faibles. La distribution des efforts internes montre que dans ce cas les inclusions sont faiblement mobilisées dans le sens horizontal.

Bien que la hauteur de la partie supérieure ait un effet pour l'ensemble des systèmes, cet effet sur les coefficients d'amortissement est moins flagrant pour la partie supérieure. Cela veut dire que l'influence de la hauteur de la partie supérieure n'est pas très évidente en termes de dissipation d'énergie.

Les courbes enveloppes des efforts internes et du déplacement horizontal des inclusions rigides sous chargement dynamique sont regroupées dans les figures 6.16 et 6.17. Grâce à la symétrie des systèmes et de la charge dynamique, les réponses d'une seule inclusion rigide sont étudiées, un déphasage existe entre celle positionnée à l'avant et celle positionnée à l'arrière. Nous constatons le même effet de la hauteur de la partie en graviers qu'en statique. La différence entre le système des CMM et des IR est aussi similaire à celle sous chargement horizontal statique. L'effet inertiel se manifeste à travers les amplitudes des efforts internes et des déplacements des inclusions rigides plus importants en dynamique comparativement au statique.

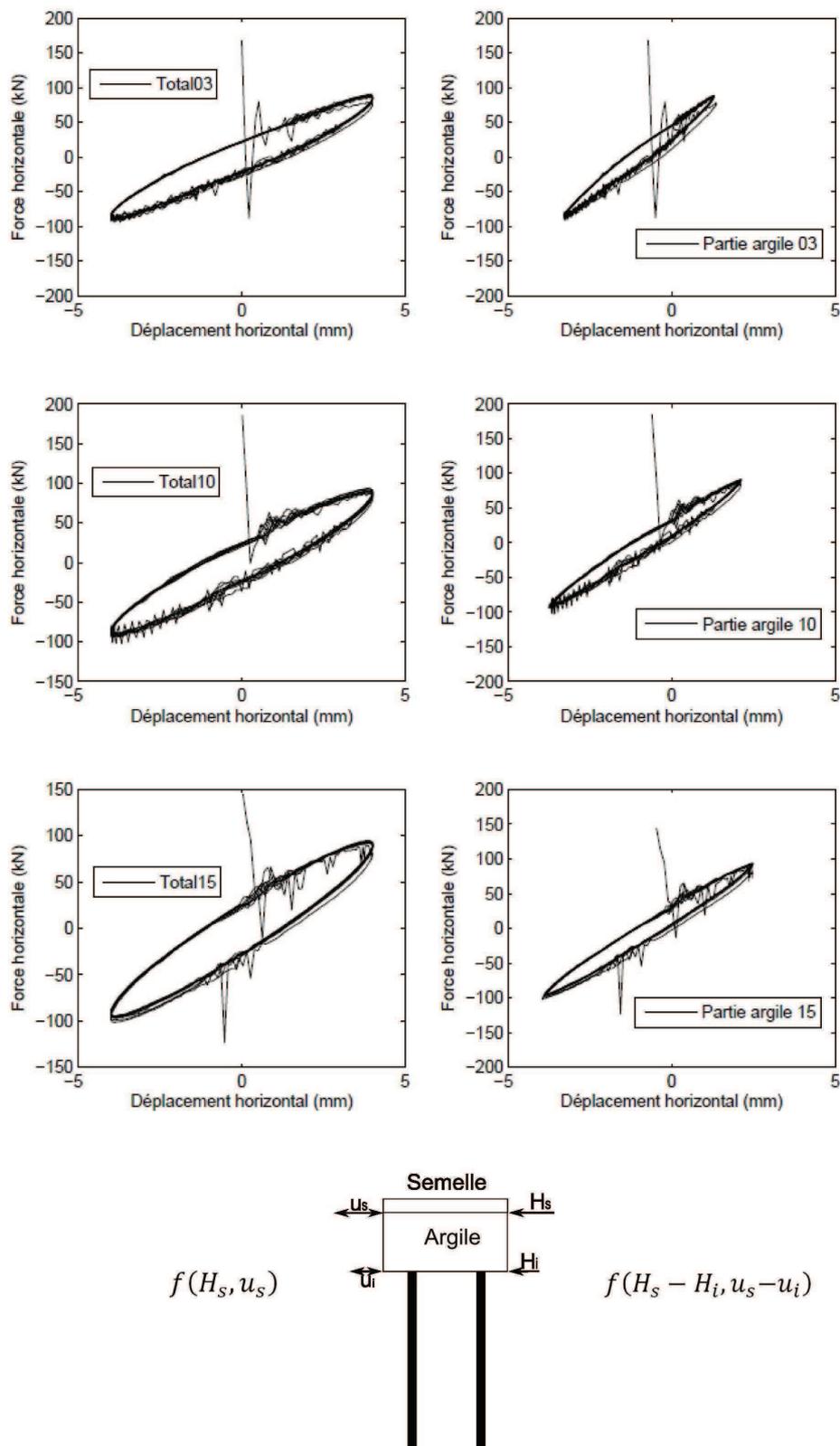


FIG. 6.14 – (gauche) Réponse horizontale de la semelle. (droite) Réponse de la partie supérieure remplacée par l'argile (la différence de la force horizontale en fonction de la différence du déplacement horizontal entre la semelle et la tête des inclusions).

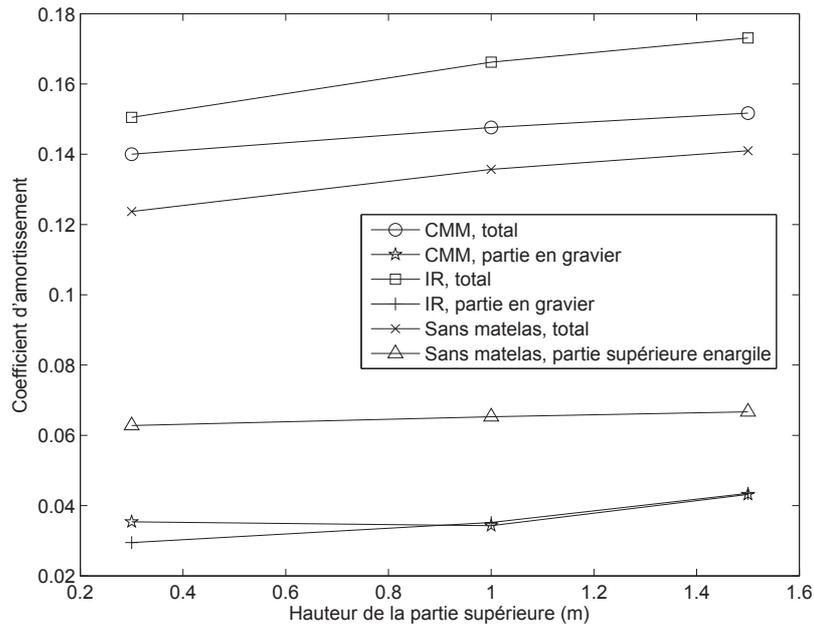


FIG. 6.15 – Evolution de l'amortissement en fonction de la hauteur de la partie au dessus des têtes des inclusions rigides.

Dans la figure 6.17, nous observons une légère différence entre les CMM et les IR pour la déformée des inclusions rigides. Le déplacement horizontal en tête des inclusions pour le système des IR est légèrement plus important que pour le système des CMM. Dans la figure 6.16, l'effort tranchant transmis aux têtes des inclusions ne montre pas non plus beaucoup de différence entre les CMM et les IR. Pour le moment fléchissant, nous trouvons que la valeur maximale est atteinte au milieu des inclusions et qu'elle est plus importante pour les IR que pour les CMM.

Pour l'effort normal, nous trouvons le même phénomène qu'en statique, c'est-à-dire que la valeur maximale est plus faible dans le cas des IR que les CMM. Si nous réalisons le même calcul de contrainte normale que présenté en statique, nous obtenons une contrainte en compression sur toute la section avec une valeur minimale de  $0,33MPa$  pour la hauteur de  $1,5m$  dans le cas des CMM et  $0,055MPa$  dans le cas des IR. Cela nous indique que, dans le cas des IR, la contrainte en compression est proche de zéro et les inclusions rigides risquent d'être en traction sous chargement dynamique, ce qui représenterait un avantage du système des CMM par rapport au système des IR. Il est à noter que l'effet de la hauteur de la partie en graviers reste le même sauf que dans le cas des IR, l'effort normal pour la partie en gravier de  $1,5m$  de hauteur est légèrement plus élevé que pour la partie en gravier de  $1,0m$  de hauteur.

## 6.3 Conclusions

Ce chapitre nous a permis d'étendre nos études numériques sur les CMM en vraie grandeur avec un calcul en 3D afin de comparer le comportement du système des CMM à celui du système des IR.

La simulation sous chargement dynamique a été réalisée après la détermination de l'amplitude

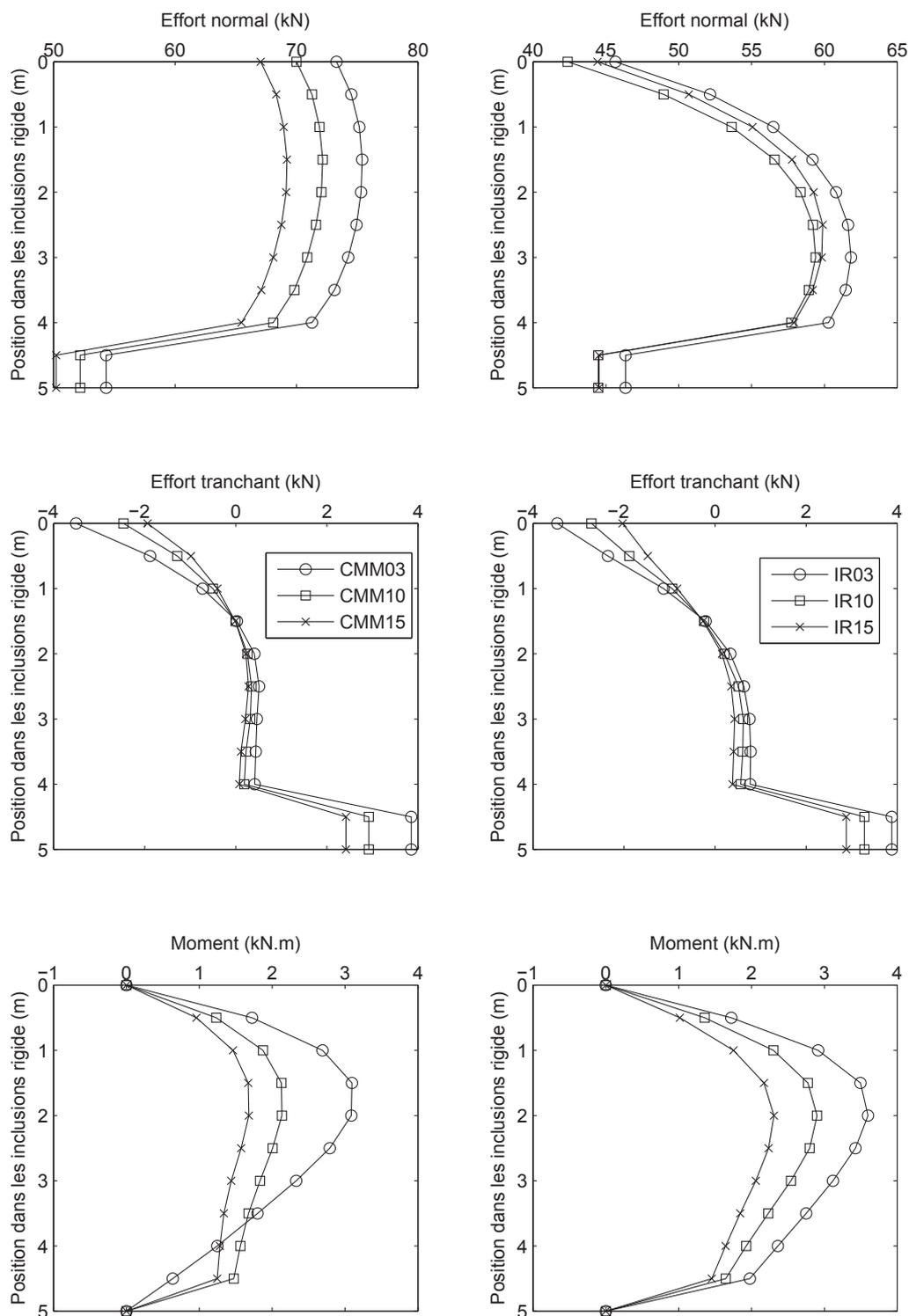


FIG. 6.16 – Enveloppe des efforts internes dans les inclusions rigides sous chargement horizontal dynamique.

du déplacement horizontal nominal de la semelle. Nous avons également examiné l'effet de la hauteur de la partie en graviers pour les deux systèmes.

La stabilisation et la faible amplitude des tassements de la semelle au cours des chargements

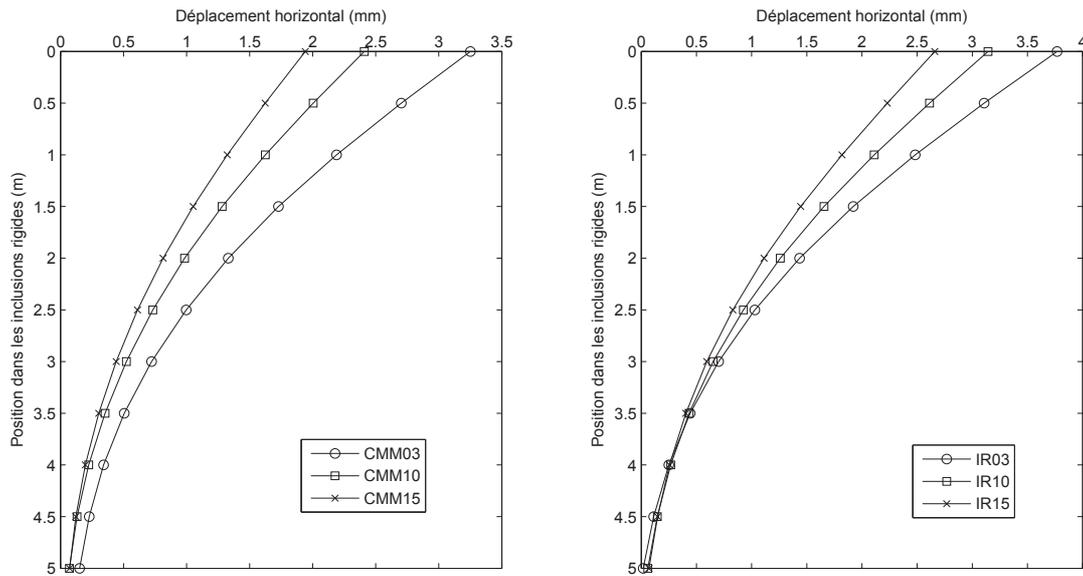


FIG. 6.17 – *Déplacement horizontal le long des inclusions rigides sous chargement horizontal dynamique.*

montrent bien que les inclusions rigides sont bien mobilisées verticalement pour le système des CMM. Les efforts internes obtenus dans les inclusions rigides confirment la tendance constatée précédemment avec la simulation des essais de laboratoire. Nous obtenons un déplacement horizontal en tête des inclusions et des efforts internes plus importants dans le cas des IR, sauf pour l'effort normal qui est plus élevé pour le système des CMM, ce qui va dans le sens favorable en terme de sécurité pour les inclusions rigides. L'effet de la hauteur a été démontré pour le tassement et les efforts internes. Enfin, l'effet inertiel a été mis en évidence par la comparaison des efforts internes pour le chargement statique et le chargement dynamique.

Néanmoins, la réponse horizontale de la semelle et de la partie supérieure des systèmes des CMM et des IR ne nous a pas permis d'éclairer l'efficacité du système des CMM vis-à-vis des IR en termes de la dissipation d'énergie. Nous avons obtenu des valeurs du coefficient d'amortissement très proches pour les deux systèmes entre 14% et 17%. Ces valeurs relativement faibles sont liées au fait que le niveau de sollicitation appliquée maintient le système dans un domaine quasi élastique. Enfin, la hauteur de la partie supérieure semble n'avoir que peu d'influence sur le coefficient d'amortissement.



---

## Conclusions et perspectives

---

Le travail présenté est une contribution à la compréhension de l'interaction sol-structure, indispensable pour la conception parasismique dans le domaine de génie civil. Nous nous sommes ainsi attachés à améliorer la connaissance du comportement d'un système de fondation sous chargement dynamique transverse, particulièrement important afin de réduire les efforts dans la structure. Si la réponse des fondations dans des massifs de sol homogènes a fait déjà l'objet de nombreuses études, celle concernant des fondations sur des massifs de sol renforcés nécessite encore des recherches, en particulier sur le plan expérimental.

Notre mémoire présente une étude expérimentale et numérique du comportement d'une fondation superficielle sous chargement dynamique transverse. Deux catégories d'expérimentations ont été réalisées dans le cadre de cette thèse : des essais sur une fondation superficielle encastrée dans un sable sec et des essais sur une fondation superficielle reposant sur une argile molle renforcée soit par un système de Colonnes à Module Mixte (CMM) soit par un système d'Inclusions Rigides et matelas granulaire (IR). Les études numériques réalisées sur les systèmes des CMM et des IR permettent de confronter leurs résultats à ceux des expériences et d'effectuer ensuite des modélisations numériques pour des configurations en vraie grandeur.

Dans le premier volet de notre travail, nous avons développé un premier outil de modélisation physique utilisant la chambre d'étalonnage du laboratoire. Un modèle réduit d'une semelle carrée avec un poteau encastré et reposant sur un massif de sable a été réalisé. La sollicitation consiste en des chargements horizontaux cycliques avec une fréquence voisine de 1Hz appliqués au niveau de la tête du poteau. Ceci se traduit sur la fondation par des chargements horizontaux et des moments au niveau de la base de la semelle. Le but du développement de ces expérimentations était de tester la possibilité d'étudier à terme à la fois la réponse dynamique de la fondation et le comportement et/ou l'endommagement des poteaux de liaison.

La modélisation physique réalisée sous gravité normale ne respecte pas strictement les conditions de similitude en ce qui concerne le niveau de contrainte. Pour cela, nous avons testé la possibilité de compenser le non-respect du niveau de contrainte par la pressurisation du

massif à l'aide d'une grande membrane de la taille de la chambre d'étalonnage. Initialement conçue pour les essais CPT, la chambre d'étalonnage ne permet pas un chargement horizontal très important. Une grande partie de notre travail a été consacrée à la conception mécanique du dispositif expérimental permettant d'appliquer un chargement horizontal dynamique à cet ensemble fondation-poteau, tout en laissant libres le tassement et la rotation de la fondation. Dans notre dispositif de chargement, au lieu d'être appliquée à la tête du poteau, la charge verticale a été transférée directement au niveau de la semelle par une petite membrane de la taille de la semelle, remplie d'eau, et pouvant être pressurisée.

Malgré les difficultés rencontrées dans la conception du dispositif puis dans la réalisation des expériences, cette modélisation physique a permis de mettre en avant plusieurs points. La densité du matériau influe logiquement sur les rigidités et le tassement de la fondation, quelles que soient les amplitudes des charges verticales et horizontales. Nous avons constaté une différence majeure entre le massif surchargé et non surchargé. Pour les essais dans le massif avec surcharge, la dégradation de la rigidité en rotation et de la rigidité horizontale avec l'augmentation de l'amplitude des chargements horizontaux est beaucoup moins flagrante que dans le massif sans surcharge. De plus, les boucles d'hystérésis des courbes " force horizontale - déplacement horizontal " et " moment - rotation " montrent une dissipation d'énergie plus importante dans le massif non surchargé et sur l'interface sol-fondation. L'anomalie observée des tassements (soulèvement de la fondation au cours des chargements), particulièrement évidente dans le cas du massif avec surcharge, provient probablement du dévissage de la liaison poteau-fondation lors des chargements cycliques.

Malgré leurs imperfections, ces premières expériences ont montré que la Chambre d'Etalonnage devrait permettre, moyennant certaines adaptations complémentaires et précautions, de simuler le confinement réel en conditions dynamiques d'une fondation de dimensions relativement importantes et de pouvoir par conséquent étudier l'endommagement éventuel d'éléments de structure en béton armé (poteaux) qui lui sont liés.

Dans le second volet de notre travail, nous nous sommes intéressés à l'interaction sol renforcé-fondation superficielle. Une seconde modélisation physique a été réalisée sur une semelle carrée reposant sur un massif d'argile molle renforcé par les systèmes des CMM et des IR afin de comparer leur comportement. Les modèles physiques sont soumis à des chargements horizontaux cycliques en quasi-statique et en dynamique pour l'étude de l'effet inertiel des systèmes des CMM et des IR.

Les modèles physiques ont été réalisés en 2D dans la " VisuCuve " du laboratoire afin de visualiser le comportement des CMM et des IR. Malgré la même limitation en ce qui concerne les conditions de similitude pour le niveau de contrainte, cette modélisation physique nous a permis d'illustrer le mécanisme d'interaction sol-CMM-semelle et sol-IR-semelle sous sollicitation horizontale et de calibrer un modèle numérique.

La visualisation du comportement met en évidence l'effet inertiel pour les deux systèmes. Nous avons observé le mouvement horizontal des têtes des inclusions rigides sous chargement dynamique, ce qui n'était pas le cas pour les essais quasi-statiques. Par ailleurs, les réponses horizontales de la semelle montrent l'efficacité du système des CMM en termes de dissipation d'énergie bien que la différence avec le système des IR soit assez limitée. Nous avons constaté une augmentation continue des tassements du fait de la très faible résistance de l'argile molle.

Nos études expérimentales ont été complétées par la modélisation numérique des systèmes des CMM et des IR réalisée avec le code de calcul FLAC3D. Nous avons dans un premier

temps effectué la modélisation numérique correspondant à la configuration des essais réalisés en 2D dans la " VisuCuve ". La confrontation des résultats numériques nous a permis de confirmer des tendances constatées lors des expériences. Mais des différences existent entre les résultats numériques et expérimentaux, notamment pour le tassement de la semelle qui est sensiblement influencé par la résistance non-drainée de l'argile. Les réponses horizontales de la semelle restent proches pour les deux systèmes CMM et IR comme cela a été montré lors des expériences. Les efforts internes calculés dans les inclusions rigides indiquent une transmission plus importante de la charge horizontale dans le cas des IR. L'effet inertiel est aussi illustré par les moments fléchissant plus forts en tête des inclusions sous chargement dynamique.

Enfin, la modélisation numérique en vraie grandeur pour le système de quatre CMM et de quatre IR a permis d'étudier plus précisément la dissipation d'énergie par le calcul des coefficients d'amortissement dans les différents systèmes. Nous avons obtenu des valeurs très proches pour les coefficients d'amortissement globaux des systèmes des CMM et des IR, entre 14% et 17%. Les calculs semblent montrer une dissipation globale légèrement plus grande pour le système des IR que pour le système des CMM. Une analyse plus avancée montre que les dissipations dans les parties supérieures des deux systèmes (matelas granulaire ou colonne ballastée) sont très peu différentes, ce qui indique qu'une plus grande dissipation se produit dans la partie basse en inclusions rigides du système des IR. Mais les différences restent faibles vis-à-vis des imprécisions du calcul. La différence des tassements entre les deux systèmes montre bien que les inclusions rigides sont plus mobilisées verticalement au niveau de leur effort normal dans le cas des CMM. Les efforts internes obtenus dans les inclusions rigides correspondent bien à la tendance retenue avec la modélisation numérique en 2D.

La suite logique de ce travail, en premier lieu, est l'amélioration du dispositif expérimental pour la modélisation physique sur l'interaction sol-fondation superficielle dans la chambre d'étalonnage afin d'obtenir des résultats de meilleure qualité. Faute de temps et de disponibilité de la cuve, nous n'avons pas pu effectuer ces améliorations, ainsi qu'une étude paramétrique complète. Il conviendrait en particulier d'augmenter l'amplitude du chargement horizontal, ceci avec différentes charges verticales, de façon à reconstituer la surface de charge jusqu'à la rupture pour calibrer divers modèles numériques. De même, il serait important de confronter les résultats obtenus avec ceux obtenus en centrifugeuse, avec des conditions de similitude rigoureuses. Par ailleurs, dans la réalité, l'eau est présente dans le sol, et il serait intéressant de réaliser des essais dans des massifs de sable saturé, de façon à mieux mettre en évidence le rôle des pressions interstitielles dans l'interaction dynamique sol-structure. Enfin l'étude préliminaire que nous avons effectuée pourra être utile dans la préparation du projet de mur de réaction en cours au laboratoire 3SR, dont le but est l'étude de la réponse dynamique d'éléments de structure de grande taille en liaison avec le sol.

En ce qui concerne le renforcement de sol par CMM ou IR, il était indispensable de compléter notre étude par des essais en 3D. Ceux ci sont actuellement en cours (Thèse H. Santruckova) avec les modèles d'inclusions instrumentés à l'aide de jauges de déformation, permettant de déduire les efforts internes et les déplacements horizontaux dans les inclusions. Une estimation de l'énergie dissipée d'une part dans la partie supérieure (en gravier ou en colonne ballastée) et d'autre part dans la partie basse en inclusion rigide est alors possible. Une argile plus rigide avec une résistance non drainée de l'ordre de  $20kPa$  sera employée. Enfin, une étude paramétrique sera mise en œuvre tout en assurant la répétitivité des essais.

Du point de vue numérique, les calculs 3D devraient pouvoir être encore améliorés, en particulier en vue d'une meilleure appréhension des dissipations d'énergie, par l'utilisation de

modèles rhéologiques prenant mieux en compte le comportement cyclique du sol et permettant de mieux décrire les boucles d'hystérésis.

---

## Bibliographie

---

- ALGIE, T., PENDER, M., ORENSE, R. et WOTHERSPOON, L. (2010). Dynamic field testing of shallow foundations subject to rocking. In *Earthquake Prone building: How Ready Are We?* New Zealand Society for Earthquake Engineering, Technical Conference and AGM, March 26-28, 2010, Wellington.
- AUBRY, D. (1986). Sur une approche intégrée de l'interaction sismique sol-structure, journées communes fondations, propriété des sols et impératifs sismiques, cfms-afps. *Revue française de Géotechnique*, pages 81–100.
- BONAB, H. (2003). *Modélisation physique et numérique d'un pieu isolé dans du sable soumis à un impact latéral en tête*. Thèse de doctorat, Université de Caen, France.
- BOULANGER, R., CURRUS, C., KUTTER, B., WILSON, D. et ABGHARI, A. (1999). Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9):750–759.
- BRIANÇON, L. (2002). *Renforcement des sols par inclusions rigides - Etat de l'art*. IREX ed., Paris, 2002, 185p.
- BUSTAMANTE, M., BLONDEAU, F. et AGUADO, P. (2006). *Cahier des Charges Colonnes à Module Mixte*. Keller Fondations Spéciales.
- BUTTERFIELD, R. et GOTTARDI, G. (1994). A complete three-dimensional failure envelope for shallow foundations on sand. *Géotechnique*, 44(1):181–184.
- BYRNE, B. et HOULSBY, G. (2001). Observations of footing behaviour on loose carbonate sands. *Géotechnique*, 51(5):463–466.
- BYRNE, B., HOULSBY, G. et MARTIN, C. (2002). Cyclic loading of shallow offshore foundations on sand. In *Proceedings of the International Conference on Physical Modelling in Geotechnics - ICPMG*, pages 277–282. St. John's, Newfoundland, Canada, 10-12 July, 2002.
- BYRNE, B., VILLALOBOS, F., HOULSBY, G. et MARTIN, C. (2003). Laboratory testing of shallow skirted foundations in sand. In *BGA International Conference on Foundations: innovations, observations, design and practice*, pages 161–173. British Geotechnical Association, University of Dundee, UK.
- CASSIDY, M., BYRNE, B. et HOULSBY, G. (2002). Modelling the behaviour of circular footings under combined loading on loose carbonate sand. *Géotechnique*, 52(10):705–712.
- CASSIDY, M., MARTIN, C. et HOULSBY, G. (2004). Development and application of force resultant models describing jack-up foundation behaviour. *Marine Structures*, 17:165–193.

- CHATZIGOGOS, C. (2007). *Comportement sismique des fondations superficielles: Vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception*. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique, France.
- CHENAF, N. (2007). *Interaction inertielle et interaction cinématique sol-pieu*. Thèse de doctorat, Université de Nantes, France.
- COMBARIEU, O. (1988). Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. application à l'édification de remblais sur sols médiocres. *Revue Française de Géotechnique*, 44:57–79.
- COMBESCURE, D. et CHAUDAT, T. (2000). *ICONS european program seismic tests on R/C walls with uplift; CAMUS IV specimen, ICONS project*. CEA, Direction des Réacteurs Nucléaires, Département de Mécanique et de Technologie. Rapport, sent/emsirt/00-27/4.
- CREMER, C. (2001). *Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séisme*. Thèse de doctorat, LMT Cachan - ENS, France.
- DANO, C., HICHER, P. et s. TAILLEZ (2004). Engineering properties of grouted sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(3):328–338.
- DHOUB, A. et BLONDEAU, F. (2005). *Colonnes ballastées*. Presse, ENPC, Paris, France.
- DOBRY, R. et O'ROURKE, M. (1983). Discussion on 'Seismic response of end-bearing piles' by Flores-Berrones, R. and Whitman, R.V. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE:109p.
- DUBREUCQ, T., GARNIER, J., FAVRAUD, C. et NOBLET, S. (1995). Fondation sur sol renforcé par géotextiles: comparaison d'essais sur modèles centrifugés et modèles sous la gravité normale. In *Les modèles réduits en Génie Civil*, pages 123–128. AUGC.
- EL-NAGGAR, M. et NOVAK, M. (1996). Non-linear analysis for dynamic lateral pile response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 11:233–244.
- EMERSON, M. (2005). *Corrélation entre données géotechniques et géophysiques à faible profondeur dans des sables*. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, France.
- EQUIHUA, L. (2008). *Modélisation des ancrages de structures offshore flottantes dans les grands fonds marins*. Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Grenoble, France.
- FACCIOLI, E., PAOLUCCI, R. et VIVERO, G. (2001). Investigation of seismic soil-footing interaction by large scale cyclic tests and analytical models. In *4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. Special Presentation Lecture SPL-05, San Diego.
- FLAC3D (2006). *Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*. Itasca Consulting Group, Inc. User's Guide, Version 3.1.
- FORAY, P. (1991). Scale and boundary effects on calibration chamber pile tests. *Calibration Chamber Testing*, Elsevier, pages 147–160.
- GAJAN, S., KUTTER, B., PHALEN, J., HUTCHINSON, T. et MARTIN, G. (2005). Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25:773–783.
- GARNIER, J. (1995). Modèles réduits en mécanique des sols. In *Les modèles réduits en Génie Civil*, pages 21–44. AUGC.
- GARNIER, J., GAUDIN, C., SPRINGMAN, S., CULLIGAN, P., GOODINGS, D., KONIG, D., KUTTER, B., PHILLIPS, R., RANDOLPH, M. et THOREL, L. (2007). Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 7(3):1–23.
- GAZETAS, G. (1984). Seismic response of end-bearing single piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 3(2):82–93.

- GAZETAS, G. (1991). *Foundation Engineering Handbook, Chapter 15*. Fang H-Y (ed.), van Nostrand Reinhold: New York.
- GAZETAS, G. et MYLONAKIS, G. (1998). Seismic soil-structure interaction: New evidence and emerging issues. In *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, pages 1119–1174. Geo-Institute ASCE Conference, Seattle, USA, August 3-6.
- GOTTARDI, G., HOULSBY, G. et BUTTERFIELD, R. (1999). Plastic response of circular footings under general planar loading. *Géotechnique*, 49(4):453–469.
- GRANGE, S. (2008). *Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure: application au génie parasismique*. Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Grenoble, France.
- GRANGE, S., KOTRONIS, P. et MAZARS, J. (2007). 3d macro element for soil structure interaction. In *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Thessaloniki, Greece, June 25-28.
- GRANGE, S., KOTRONIS, P. et MAZARS, J. (2008). A macro-element for a circular foundation to simulate 3d soil-structure interaction. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(10):1205–1227.
- HATEM, A. (2009). *Comportement en zone sismique des inclusions rigides: Analyse de l'interaction sol-inclusion-matelas de répartition-structure*. Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille, France.
- HOULSBY, G. et CASSIDY, M. (2002). A plasticity model for the behaviour of footings on sand under combined loading. *Géotechnique*, 52(2):117–129.
- ICONS (2001). *Thematic report N.5. Shear Walls Structures*. CAFEEL-ECOEST/ICONS. Editors JM Reynouard, MN Fardis, gen. eds R. T. Severn and R. Bairrão (LNEC, ISBN 972-49-1891-2) September.
- KAUSEL, E., WHITMAN, A., MURRAY, J. et ELSABEE, F. (1978). The spring method for embedded foundations. *Nuclear Engineering and Design*, 48.
- KEMPFERT, H. (2003). Ground improvement methods with special emphasis on column-type techniques. In *Proceedings of International Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice*, pages 101–112. Noordwijkerhout, Pays-bas. Essen: Verlag Glückauf, 17-19, September, 2003.
- LE KOUBY, T. (2008). *Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.
- MANDEL, J. (1962). Essais sur modèles réduits en mécanique des terrains - étude des conditions de similitudes. *Revue de l'Industrie Minière*, 44:1–10.
- MARGASON, E. (1975). *Pile bending during earthquake*. Seminar on Design Construction and Performance of Deep Foundations, ASCE, UC Berkeley.
- MARTIN, C. (1994). *Physical and numerical modelling of offshore foundations under combined loads*. Thèse de doctorat, University of Oxford.
- MAUGERI, M., MUSUMECI, G., NOVITÀ, D. et TAYLOR, C. (2000). Shaking table test of failure of a shallow foundation subjected to an eccentric load. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 20:435–444.
- MAYORAL, J., ROMO, M., CIRION, A. et PAULIN, J. (2006). Effect of layered clay deposits on the seismic behaviour of a rigid inclusion. In *Proceedings of the symposium on rigid inclusions in difficult subsoil conditions*. ISSMGE TC36, Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, 11-12 May, 2006.
- MEYMAND, P. (1998). *Shaking table scale model tests of nonlinear soil-pile-structure interaction in soft clay*. Thèse de doctorat, University of California, Berkeley, US.
- MOKRANI, L. (1988). *Simulation physique du comportement des pieux à grande profondeur en chambre d'étalonnage*. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, France.

- NEGRO, P., PAOLUCCI, R., PEDRETTI, S. et FACCIOLI, E. (2000). Large-scale soil-structure interaction experiments on sand under cyclic loading. In *12th World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, New Zealand.
- NIEMANN, H. J. (1995). L'analyse dimensionnelle et son application aux lois de similitude. In *Les modèles réduits en Génie Civil*, pages 3–20. AUGC.
- NIKOLAOU, S., MYLONAKIS, G., GAZETAS, G. et TAZOH, T. (2001). Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements. *Géotechnique*, 51(5):425–440.
- NOGAMI, T. (1991). Soil pile interaction model for earthquake response analysis of offshore pile foundations. In *Proceedings of the 2nd International conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, page 3. St Louis.
- NOVA, R. et MONTRASIO, L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. *Géotechnique*, 41(2):243–256.
- NOVAK, M. et ABOUL-ELLA, F. (1978). Impedance functions of piles in layered media. *Journal of Engineering Mechanics*, 104:EM6.
- OROZCO, M. (2009). *Interaction sol-pipeline dans les grands fonds marins*. Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Grenoble, France.
- OROZCO, M., FORAY, P. et NAUROY, J. (2007). Pipe-soil horizontal dynamic stiffness in soft soils. In *Proceedings of the Sixteenth International Offshore and Polar Engineering Conference*, pages 1193–1198. Lisbon, Portugal.
- PAOLUCCI, R. et PECKER, A. (1997a). Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry sands. *Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society*, 37(3):95–105.
- PAOLUCCI, R. et PECKER, A. (1997b). Soil inertia effects on the bearing capacity of rectangular foundations on cohesive soils. *Engineering Structures*, 19(8):637–643.
- PAOLUCCI, R., SHIRATO, M. et YILMAZ, M. T. (2008). Seismic behaviour of shallow foundations: Shaking table experiments vs numerical modelling. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37(4):577–595.
- PECKER, A. (1984). *Dynamique des sols*. Presse, ENPC, Paris, France.
- PECKER, A. et TEYSSANDIER, J. (1998). Seismic design for the foundation of the Rion-Antirion bridge. *Geotechnical Engineering*, 131:4–11.
- PHAM, T. L. (2008). *Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.
- PITILAKIS, D., DIETZ, M., WOOD, D., CLOUTEAU, D. et MODARESSI, A. (2008). Numerical simulation of dynamic soil-structure interaction in shaking table testing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28:453–467.
- POULOS, H. et DAVIS, E. (1971). *Pile foundation analysis and design*. John Wiley and Sons.
- PRIEBE, H. (1995). The design of vibro replacement. *Ground Engineering, Keller Grundbau GmbH, Technical paper*, pages 12–61E.
- RANGEL-NUNEZ, J., SHELLEY, E. O., AGUIRRE, J. et RAZO, E. I. (2006). A parametric study of the factors involved in the dynamic response of soft soil deposits when rigid inclusions are used as a foundation solution. In *Proceedings of the symposium on rigid inclusions in difficult subsoil conditions*. ISSMGE TC36, Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, 11-12 May, 2006.
- ROSEBROOK, K. et KUTTER, B. (2001). *Soil-Foundation-Structure interaction: shallow foundations centrifuge data report for KRRO1*. Center for geotechnical modelling UCD/CGMDR-01/09 Department of civil and environmental engineering University of California at Davis.
- ROUSSEAU, C., OROZCO, M. et FORAY, P. (2006). Pipe-soil horizontal dynamic stiffness in soft soils. In *Proceedings of the Sixteenth International Offshore and Polar Engineering Conference*, pages 1193–1198. Lisbon, Portugal.

- ROUSSEAU, C., OROZCO, M. et FORAY, P. (2007). Pipe-soil horizontal dynamic stiffness in soft soils. In *Proceedings of the Sixteenth International Offshore and Polar Engineering Conference*, pages 1193–1198. Lisbon, Portugal.
- SHIRATO, M., KOUNO, T., ASAI, R., NAKANI, S., FUKUI, J. et PAOLUCCI, R. (2008). Large-scale experiments on nonlinear behavior of shallow foundations subjected to strong earthquakes. *Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society*, 48(5):673–692.
- SIEFFERT, J. et CEVAER, F. (1992). *Manuel des Fonctions d'Impédance - Fondations Superficielles*. Ouest ed. Presses Académiques.
- TAYLOR, C. et COMBESURE, D. (2001). *Soil dynamic and foundation structures*. LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, ECOEST2, ICONS. Rapport technique.
- TRISEE (1998). *Large-scale geotechnical experiments on soil-foundation interaction*. European Commission, Directorate General XII for science, Research and Development. TRISEE, 3D Site Effects and Soil-Foundation Interaction in Earthquake and Vibration Risk Evaluation, Part 4.
- WILSON, S. (1998). *Soil-pile-structure interaction in liquefying sand and soft clay*. Thèse de doctorat, University of California, Davis, US.
- WOLF, J. (1988). *Soil-Structure Interaction Analysis in time domain*. Prentice Hall International Series, Englewood Cliffs, New Jersey.
- YAN, L. et BYRNE, P. (1989). Application of hydraulic gradient similitude method to small-scale footing tests on sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 26:246–259.
- ZHU, B., JARDINE, R. et P.FORAY (2009). The use of miniature soil stress measuring cells in laboratory applications involving stress reversals. *Soils and Foundations*, 49(5):675–688.

