



Vulnérabilité des ouvrages d'art au risque d'affouillement des fondations

Nissrine Boujia

► To cite this version:

Nissrine Boujia. Vulnérabilité des ouvrages d'art au risque d'affouillement des fondations. Vibrations [physics.class-ph]. Université Paris Est, 2018. Français. NNT: . tel-01949884v1

HAL Id: tel-01949884

<https://hal.science/tel-01949884v1>

Submitted on 10 Dec 2018 (v1), last revised 29 Mar 2019 (v3)

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 présentée pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Paris-Est

Spécialité : Génie Civil

par

Nissrine BOUJIA

École Doctorale : SCIENCES, INGÉNIERIE ET ENVIRONNEMENT

Vulnérabilité des ouvrages d'art au risque d'affouillement des fondations

Soutenance prévue le 17 septembre 2018 devant le jury composé de :

M. Claude-Henri LAMARQUE	HDR, Professeur (ENTPE)	<i>Rapporteur</i>
M. Jean-François SEMBLAT	HDR, Professeur (ENSTA)	<i>Rapporteur</i>
Mme Elhem GHORBEL	HDR, Professeur (IUT Cergy Pontoise)	<i>Examineur</i>
M. Mickaël ABBAS	Dr, Ingénieur-chercheur (EDF R&D)	<i>Examineur</i>
M. Denis DAVI	Ingénieur (CEREMA)	<i>Examineur</i>
Mme Franziska SCHMIDT	HDR, Ingénieur-chercheur (IFSTTAR)	<i>Examineur, Co-encadrant</i>
M. Christophe CHEVALIER	Dr, Ingénieur-chercheur (IFSTTAR)	<i>Examineur, Co-encadrant</i>
M. Damien PHAM VAN BANG	HDR, Professeur (INRS Québec)	<i>Directeur de thèse</i>

Résumé

L'affouillement est l'arrachement et le transport des sédiments du lit d'un cours d'eau sous l'action érosive d'un écoulement hydraulique. Ce phénomène est accentué par la présence d'obstacles à l'écoulement, tels que les piles et culées de ponts, ou également les quais, les éoliennes et les oléoducs offshore dans un contexte maritime. La présence de fosses d'affouillement engendre une perte de la capacité portante de la structure et menace sa stabilité. Face à ce risque hydraulique, il est crucial de suivre en continu l'évolution de la profondeur d'affouillement au droit des ouvrages d'art et d'évaluer sa conséquence sur le comportement de la structure.

Cette thèse est une contribution à l'utilisation de l'analyse vibratoire pour le suivi de l'affouillement, et à la compréhension des phénomènes d'interaction sol-structure mis en jeu. La démarche scientifique retenue intègre deux approches distinctes du suivi d'affouillement : indirecte et directe.

L'approche indirecte a pour objectif le développement d'un capteur de profondeur d'affouillement (scour depth sensor SDS). Des études expérimentale et numérique ont été menées afin d'évaluer l'influence de l'affouillement, d'une part sur la réponse dynamique du capteur (fréquences, déformées modales et amortissement), d'autre part sur sa réponse statique sous chargement latéral. Sur la base des résultats obtenus, un modèle théorique de poutre équivalente a été proposé afin de lier la variation de la fréquence du capteur à la profondeur d'affouillement.

L'approche directe s'intéresse à l'effet de l'affouillement sur la réponse dynamique de la structure elle-même. Des campagnes d'essais ont été menées sur des modèles réduits en canal hydraulique. Un intérêt particulier a été porté aux effets de la géométrie de la pile et de l'interaction pile-tablier. Un modèle analytique a été proposé pour prédire l'évolution de la fréquence des piles avec l'affouillement. Afin de valider ce modèle, ses résultats ont été comparés aux résultats des essais expérimentaux.

Mots clés : affouillement, ouvrages d'art, suivi vibratoire, interaction sol-structure, modèle numérique.

Abstract

Scour is the removal of riverbed sediments by the erosive action of flowing water. Scour depth is greater near structures as a result of the obstruction to the flow by bridge piers and abutments, or docks, wind turbines and offshore pipelines in a marine environment. The existence of scour holes may decrease the bearing capacity of the structure and threaten its stability. Therefore, it is crucial to develop monitoring techniques to track the evolution of scour depth in real-time and evaluate its consequences on the behaviour of the structure.

This thesis is a contribution to the use of vibration based techniques for scour monitoring and provides an insight to the soil-structure interactions involved. Two proposed approaches can be distinguished in this study : indirect and direct.

The indirect approach aims to develop a scour depth sensor (SDS). Experimental and numerical studies have been conducted to evaluate the effect of scour, on the one hand, on the dynamic response of the sensor (frequencies, modal shapes, damping), on the other hand, on its static response under lateral loading. Based on the findings, a theoretical model of an equivalent cantilever beam was proposed to predict the variation of the sensor frequency as a function of scour depth.

The direct approach focuses on the effect of scour on the structure itself. To this end, experimental campaigns were conducted on laboratory scale models tested in a flume. Particular attention was paid to the effect of the pile geometry and the pile-deck interaction. An analytical model was proposed to correlate the variation of the pier frequency to scour depth. Experimental and numerical results were compared to assess the model validity

Keywords : scour, bridges, vibration monitoring, soil-structure interaction, numerical model.

Remerciements

Table des matières

Résumé	I
Abstract	III
Remerciements	V
Table des matières	VII
Table des figures	XI
Liste des tableaux	XV
Introduction générale	1
Enjeux et contexte de la thèse	2
Objectifs et structure de la thèse	3
I État de l’art	5
I.1 Introduction	7
I.2 Généralités sur l’affouillement	8
I.2.1 Qu’est ce que l’affouillement ?	8
I.2.2 Le transport des sédiments	8
I.3 Affouillement total au droit des ouvrages d’art	9
I.3.1 Types d’affouillement	9
I.3.2 Régimes d’affouillement	10

I.4	Facteurs influençant la profondeur d'affouillement	11
I.4.1	Paramètres géotechniques	12
I.4.2	Paramètres hydrauliques	12
I.4.3	Paramètres structuels	13
I.5	Défaillances structurelles dues à l'affouillement	14
I.5.1	Causes géotechniques de défaillance	15
I.5.2	Causes hydrauliques de défaillance	16
I.5.3	Causes structurelles de défaillance	17
I.6	Estimation de la profondeur d'affouillement autour des piles	17
I.6.1	Formules empiriques existantes	17
I.6.2	Limitations	21
I.7	Instruments de suivi d'affouillement autour des piles	22
I.7.1	Instruments géophysiques de surface	23
I.7.2	Instruments utilisant des repères ou références	24
I.8	Techniques dynamiques de suivi d'affouillement autour des piles	27
I.8.1	Rappel de dynamique des structures	27
I.8.2	Développement de capteurs	35
I.8.3	Étude de la réponse dynamique de la structure	39
I.9	Conclusions et discussion	51
II	Développement d'un capteur dynamique d'affouillement	55
II.1	Introduction	59
	Cantilever based model accounting for rod vibration in soil : development of a scour depth sensor	59
II.2	Modification des caractéristiques modales avec l'affouillement	82
II.2.1	Modification de l'amortissement avec l'affouillement	82
II.2.2	Modification des déformées modales avec l'affouillement	84
II.3	Conclusions	87

III Évaluation de la réponse statique du capteur	91
III.1 Introduction	93
Distributed strain measurement for scour monitoring : a laboratory investigation .	94
III.2 Conclusions	112
IV Suivi de l'affouillement par vibration de piles	113
IV.1 Introduction	115
IV.2 Dispositif expérimental	116
IV.2.1 Présentation du matériel	116
IV.2.2 Choix du protocole d'essai	117
An investigation of the use of rocking frequencies of bridge piers for scour monitoring	118
IV.3 Suivi vibratoire de la pile cylindrique avec semelle	140
IV.3.1 Protocole d'affouillement de la pile cylindrique avec semelle	140
IV.3.2 L'effet de l'affouillement sur la fréquence de la pile	140
IV.3.3 Identification de la déformée modale correspondante	141
IV.4 Analyse de la réponse vibratoire après impact de la pile par la transformée en ondelettes TO	142
IV.4.1 La transformée en ondelettes continue de Cauchy	143
IV.4.2 Détermination de la fréquence instantanée de la pile cylindrique	145
IV.5 Conclusions	148
Conclusions et perspectives	151
Annexe : Transformée en ondelettes continue	167
IV.6 Base théorique	169
IV.7 Aspect pratique de la transformée en ondelettes	170
IV.7.1 Ondelette mère de Cauchy	170
IV.7.2 Effet de bords	171
IV.7.3 Extraction des arêtes et du squelette de la TOC	172

Table des figures

1	L'affouillement au droit des ouvrages d'art et ses conséquences	2
I.1	Modes de transport des sédiments	8
I.2	Affouillement total au droit des ouvrages d'art	9
I.3	L'écoulement autour d'une pile cylindrique	10
I.4	Évolution dans le temps du régime avec et sans charriage	11
I.5	Formes courantes de piles de ponts	13
I.6	Exemples d'effondrement de ponts suite à l'affouillement	14
I.7	Fréquences de défaillances en fonction des conditions hydrauliques	16
I.8	Comparaison des profondeurs d'affouillement normalisée	21
I.9	Principe de détection de l'affouillement avec le radar	23
I.10	Schéma d'un système TDR	24
I.11	Installation et fonctionnement des flotteurs	25
I.12	Installation et fonctionnement de l'anneau magnétique coulissant	26
I.13	Système de monitoring avec fibre optique	26
I.14	Poutre encastree libre : coordonnées et propriétés mécaniques	31
I.15	Déformée modale d'une poutre console, pour le premier mode propre	33
I.16	Modes de vibration d'une plaque	34
I.17	Exemple de transitoire et courbe enveloppe	35
I.18	Principe de suivi d'affouillement au droit des piles par tige instrumentée	36
I.19	Variation de la première fréquence avec la raideur k^*	37

I.20	Variation de l'affouillement avec la fréquence du capteur	37
I.21	Modèle simplifié de calibration du capteur d'affouillement	38
I.22	(a) Disposition des capteurs autour de la pile; (b) Topographie de la fosse d'affouillement enregistrée par les capteurs	39
I.23	Essai de percussion	40
I.24	Effet de r_{eau} sur le ratio de fréquence r_{ai}	41
I.25	Schéma du montage expérimental (a) fondation superficielle, (b) fondation profonde	41
I.26	Évolution des trois premières fréquences de la pile avec fondation superficielle avec le temps	42
I.27	Le pont avant renforcement (1) et après renforcement (2)	43
I.28	Déformées modales avant et après renforcement du premier mode (1-2) et du troisième mode (3-4)	43
I.29	Résultats expérimentaux de la réponse dynamique de la pile (2) pour les trois essais de vibration avant et après renforcement	44
I.30	Montage expérimental du modèle réduit de la pile en canal	45
I.31	Variation de la première fréquence avec la profondeur d'affouillement pour le cas de (a) fondation superficielle, (b) fondations profondes	46
I.32	en laboratoire	48
I.33	sur site	48
I.34	Variation de la première fréquence expérimentale et numérique avec la profondeur d'affouillement en laboratoire et in situ	48
I.35	Pont à haubans étudié (a) photographie (b) Schémas détaillé	49
I.36	Modèle numérique sans la pile P2	49
I.37	Modèle numérique avec la pile P2	49
I.38	Variation de la première fréquence avec la profondeur d'affouillement, (a) dans la direction longitudinale et (b) dans la direction transversale	50
I.39	Comparaison des résultats des modèles numériques de (a) Huang and (b) Zhang de la variation de la fréquence avec module du sol	53
II.1	Variation de l'amortissement avec le nombre de points N	83
II.2	Évolution de l'accélération avec le temps de la tige RA-80 dans (a) le sable et (b) le sol argileux	83

II.3	Variation de l'amortissement avec la profondeur d'affouillement	84
II.4	Variation de la déformée modale des tiges (a) CA-80 et (b) RA-80	85
II.5	Variation de la déformée modale sur la longueur enfouie des tiges (a) CA-80 (b) RA-80	85
II.6	Modèle de poutre équivalente et définition du repère Z_c	86
II.7	Comparaison de la déformée modale corrigée à la déformée modale de la poutre encastree pour les tiges (a) CA-80 et (b) RA-80	87
IV.1	Géométries des piles étudiées : (a) cylindrique sur semelle et (b) cylindrique	116
IV.2	Schéma du canal hydraulique	117
IV.3	Protocole de mise en place des piles dans le canal	117
IV.4	Variation de la fréquence de vibration avec la profondeur d'enfouissement D des deux géométries de piles (avec semelle et sans semelle) dans le canal . .	141
IV.5	Pile avec semelle, (a) Position des accéléromètres et (b) accélérations filtrées enregistrées pour $D = 10$ cm	142
IV.6	Déformées modales de la pile avec semelle pour différentes profondeurs d'af- fouillement	142
IV.7	Transformée en ondelettes d'un signal transitoire	144
IV.8	Variation de la fréquence avec le temps	144
IV.9	(a) Squelette du signal à l'échelle linéaire et (b) à l'échelle logarithmique . .	145
IV.10	Transformée en ondelettes de la réponse transitoire de la pile pour $D = 5$ cm	145
IV.11	Variation de la fréquence instantanée de la pile avec le temps	146
IV.12	Courbe de variation de la raideur du sol en fonction du niveau de déformations	148
IV.13	Ouvrage à instrumenter dans le cadre de SSHEAR	157
IV.14	(a) Mise et place des accéléromètres et signature fréquentielle de la pile sous excitation ambiante	158
IV.15	Résolution en temps et en fréquence : (a) de l'ondelette "mère" ψ et (b) de la fonction b translatée et a dilatée	170
IV.16	Modules de la TO d'un signal sur le plan temps-fréquence. Les différents domaines D, où l'effet de bord est négligé, sont représentés pour plusieurs valeurs de c_t et c_f	172

Liste des tableaux

I.1	Facteur de forme	13
I.2	Pourcentage de défaillances et types de sol	15
I.3	Pourcentage de défaillances et profondeurs d'affouillement	16
I.4	Pourcentage de défaillances et type de fondations	17
I.5	Formules empiriques d'estimation de la profondeur d'affouillement	20
I.6	Bilan des études expérimentales sur site et en laboratoire	45
I.7	Bilan des études numériques	51
IV.1	Protocole d'érosion de la pile circulaire	118
IV.2	Les fréquences obtenues par TO au début et à la fin de la réponse transitoire de la pile (D est la profondeur enfouie et f_{FFT} est la fréquence calculée par FFT)	147
IV.3	Les fréquences obtenues par TO au début et à la fin de la réponse transitoire de la pile avec tablier (D est la profondeur enfouie et f_{FFT} est la fréquence calculée par FFT)	147
IV.4	Caractéristiques de l'ondelette mère de Cauchy	171

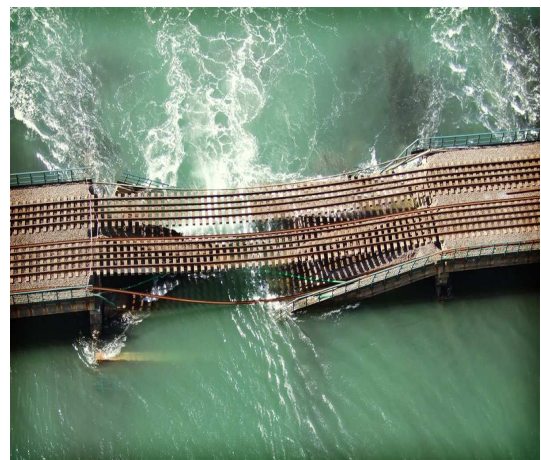
Introduction générale

Enjeux et contexte de la thèse

L'affouillement se produit dès lors qu'un ouvrage d'art ou une structure, tel que les piles de ponts ou les éoliennes offshore, gênent l'écoulement. Ceci engendre une accélération locale du courant et par conséquent, la création de tourbillons qui arrachent progressivement les sédiments du lit. Des fosses se créent alors autour des appuis de l'ouvrage (Figure 1a) et menacent sa stabilité (Figure 1b). Aux États-Unis par exemple, 60% des défaillances d'ouvrages d'art, survenues entre 1989 et 2000, résultent du phénomène d'affouillement (Wardhana & Hadipriono, 2003).



(a) Affouillement autour d'une pile (Source : <https://www.usgs.gov/>)



(b) Effondrement d'un Viaduc à Malahide (Crédit : garde-côtes irlandais)

Figure 1. *L'affouillement au droit des ouvrages d'art et ses conséquences*

La gestion de ce risque hydraulique présente des enjeux économiques, sociétaux, stratégiques et sécuritaires pour la circulation des biens et des personnes. En effet, la défaillance d'un pont causée par l'affouillement, engendre non seulement des coûts considérables de réparation ou de reconstruction, mais aussi menace la sécurité des usagers et nécessite la mise en place d'un plan de prévention de ce risque.

Afin de répondre à ces enjeux, le projet SSHEAR (Sols, Structures et Hydraulique : Expertise et Recherche Appliquée), avec le soutien de l'agence nationale de la recherche (ANR), a démarré en 2015. Ce projet, de part la pluridisciplinarité de ses six partenaires, vise à améliorer les connaissances sur les aspects géotechniques, hydrauliques et structurels du phénomène d'affouillement. Il entend également mettre en place des outils novateurs d'instrumentation et de modélisations physique et numérique. L'objectif final est de développer des outils de

diagnostic, d'alerte et de gestion à l'intention des gestionnaires de parc d'ouvrages ([Chevalier et al., 2018](#)).

Objectifs et structure de la thèse

Le phénomène d'affouillement a fait l'objet de nombreux travaux de recherche depuis plus de 50 ans. Les études menées, et qui seront détaillées dans le Chapitre I, peuvent être regroupées en trois grandes catégories : modélisation du processus d'affouillement, estimation de la profondeur d'affouillement et enfin instrumentation des ouvrages en site affouillable.

Modélisation du processus d'affouillement : Ce type d'étude regroupe la modélisation physique et numérique. La modélisation physique consiste à mener des campagnes expérimentales sur modèles réduits en canal hydraulique dans le but de mieux comprendre les mécanismes de l'affouillement et d'acquérir des bases de données. La modélisation numérique consiste à développer généralement des modèles numériques diphasiques du transport sédimentaire et ainsi prédire l'évolution des fosses d'affouillement au droit des ouvrages.

Estimation de la profondeur d'affouillement : Ce type d'étude vise à développer des formules théoriques afin d'estimer la profondeur d'affouillement au droit d'un ouvrage d'art. Ces formules tiennent compte de données géotechniques, hydrauliques et structurelles.

Instrumentation des ouvrages en site affouillable : Ces études ont pour but le développement, le déploiement et la validation de techniques et d'outils de suivi d'affouillement.

Le risque d'affouillement des fondations doit être pris en compte, en amont, lors de la phase de conception des ouvrages d'art. Actuellement, compte tenu de la complexité des mécanismes à l'origine de ce phénomène soulignée dans la littérature, il est impossible de prédire la profondeur d'affouillement d'une manière suffisamment fiable, surtout à l'échelle réelle. De plus, l'effet de l'évolution de la profondeur d'affouillement sur le comportement de la structure est peu maîtrisé. Il est ainsi indispensable, d'une part, de suivre l'évolution de la profondeur d'affouillement durant toute la durée de vie de l'ouvrage, et d'autre part, d'évaluer son influence sur le comportement de la structure. Le développement de techniques de suivi appropriées est donc nécessaire afin d'analyser la vulnérabilité des ouvrages en sites affouillables.

Dans le cadre de cette thèse, nous présentons une contribution à l'utilisation de l'analyse

vibratoire pour le suivi de l'affouillement et à la compréhension des phénomènes d'interaction sol-structure mis en jeu.

Le mémoire de thèse comprend quatre chapitres :

- Dans le Chapitre **I**, une analyse bibliographique rappelle les mécanismes du phénomène d'affouillement, ses conséquences et enfin, les techniques et outils de suivi existants.
- Le Chapitre **II** est consacré au développement d'un capteur (tige) dynamique de suivi de la profondeur d'affouillement. L'effet de l'affouillement sur les caractéristiques dynamiques (fréquences, déformées modales et amortissement) de tiges partiellement enfouies dans le sol est étudié.
- Le Chapitre **III** examine l'effet de l'affouillement sur la réponse statique du capteur (tiges) précédemment discuté, par des approches expérimentale par fibre optique et théorique. Une comparaison entre les approches dynamique et statique est proposée.
- Le Chapitre **IV** s'intéresse au suivi vibratoire direct de la structure. Dans ce but, des essais sur modèles réduits de pont ont été réalisés en canal hydraulique. Parallèlement, un modèle analytique a été proposé afin de tenir compte de l'interaction sol-pile-tablier mise en jeu.
- Une conclusion permet de résumer les points essentiels de cette étude. Les perspectives d'amélioration et d'application des différentes techniques de suivi vibratoire proposées sur des ouvrages existants dans le cadre du projet ANR-SSHEAR sont finalement exposées.

Chapitre I

État de l'art

We know accurately only when
we know little, with knowledge
doubt enters.

Johann Wolfgang von Goethe

I.1 Introduction

L'affouillement est l'enlèvement et le transport des sédiments du lit d'un cours d'eau et des berges sous l'action érosive d'un écoulement hydraulique. En effet, l'évolution morphologique d'un cours d'eau, à long terme, modifie le transport sédimentaire et engendre un affouillement général induisant l'abaissement du niveau du lit. Les structures de génie civil construites en milieux fluviaux et marins (ponts, éoliennes et oléoducs offshore), perturbent également l'écoulement hydraulique accentuant ainsi le phénomène d'affouillement.

Au droit d'une structure, différents types d'affouillement se superposent : l'affouillement général, l'affouillement de contraction et l'affouillement local. Ces trois processus évoluent distinctement dans le temps et dépendent du mode de transport des sédiments.

En amont de la structure, deux régimes de transports sont identifiés : l'affouillement sans charriage (clear-water scour) et l'affouillement avec charriage (live-bed scour).

L'affouillement est généralement quantifié par sa profondeur qui dépend de différents facteurs géotechniques, hydrauliques et structurels de l'obstacle. Quand cette profondeur atteint sa valeur limite, la stabilité de l'ouvrage est compromise et le risque d'effondrement augmente. Pour anticiper ce risque, d'une part, de nombreuses formules empiriques ont été développées. D'autre part, différents instruments et techniques de suivi d'affouillement au droit des ouvrages ont été développés et testés en laboratoire et sur site.

Dans ce premier chapitre, nous rappellerons tout d'abord les concepts de base de l'affouillement, c'est-à-dire ses différents types et régimes. Par la suite, une attention particulière sera portée à l'affouillement local autour des piles, ses mécanismes et conséquences. Pour finir, nous réaliserons un état des lieux des formules d'estimation de la profondeur d'affouillement et des techniques de suivi mises en œuvre, en mettant en évidence leurs avantages, inconvénients et limitations.

Enfin, une discussion de l'état de l'art permettra d'éclairer les choix et objectifs visés par cette thèse.

I.2 Généralités sur l'affouillement

I.2.1 Qu'est ce que l'affouillement ?

Le dictionnaire Larousse définit l'affouillement de la manière suivante : « *Action de creusement due aux remous et aux tourbillons engendrés dans un courant fluvial ou marin butant sur un obstacle naturel (rive concave des méandres) ou artificiel (pile de pont, jetée), ou à l'activité des animaux benthiques* ». A la lumière de cette définition, l'affouillement est par conséquent le transport des sédiments du lit d'un cours d'eau suite à la perturbation de l'écoulement par différents types d'obstacles.

I.2.2 Le transport des sédiments

Dans le cas des cours d'eau à régime fluvial, les matériaux du lit sont susceptibles d'être mis en mouvement sous l'action des forces hydrauliques dues à l'écoulement de l'eau. Selon la taille des sédiments et les caractéristiques de l'écoulement, deux principaux modes de transport, représentés sur la figure I.1, sont identifiés : le transport en suspension et le transport par charriage.

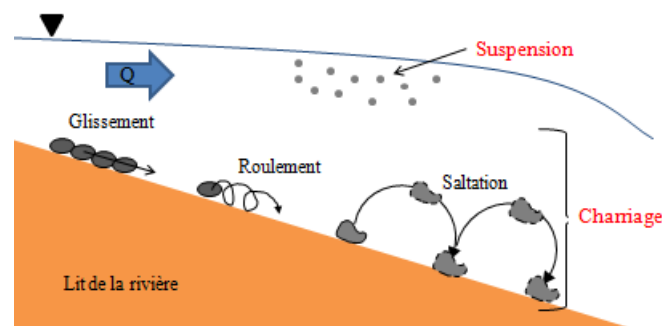


Figure I.1. Modes de transport des sédiments

- Le transport en suspension : les sédiments se déplacent sans toucher le fond du lit. Ce mode de transport concerne principalement les sédiments de faible taille et densité (les argiles et les limons).
- Le transport par charriage : les sédiments se déplacent en restant en contact avec le lit, par glissement, roulement ou saltation¹. Ce mode de transport concerne principalement

1. déplacement par petits sauts

les particules les plus massives.

I.3 Affouillement total au droit des ouvrages d'art

I.3.1 Types d'affouillement

Au droit des appuis d'ouvrages d'art en milieu hydraulique, différents processus d'affouillement se superposent. La figure I.2 présente les trois types d'affouillement identifiés :

- affouillement général (general scour),
- affouillement de contraction (contraction scour),
- affouillement local autour des piles et des culées (local scour).

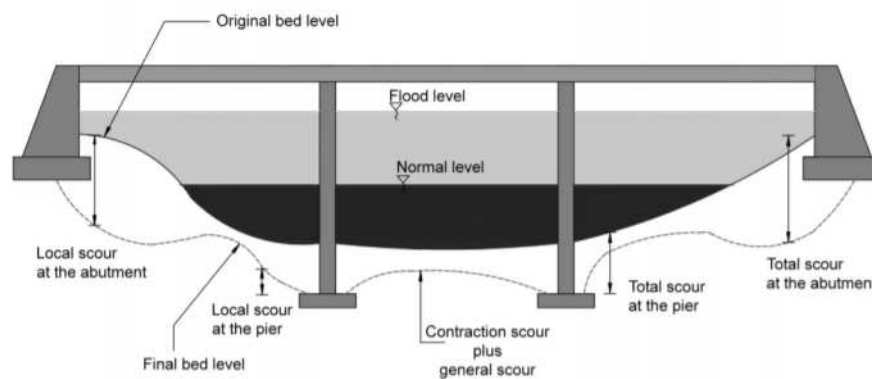


Figure I.2. Affouillement total au droit des ouvrages d'art (Melville & Coleman, 2000)

Affouillement général

Ce type d'affouillement est indépendant de la présence d'une structure dans le cours d'eau et correspond à l'évolution naturelle du lit par dégradation. Cette évolution peut survenir rapidement suite à une grande crue, ou bien s'étendre sur plusieurs années. L'activité humaine, telle que la modification du cours d'eau ou la construction de barrages, amplifie ce type d'affouillement.

Affouillement de contraction

Ce type d'affouillement est dû au rétrécissement de la largeur du cours d'eau, soit naturellement, soit à cause de la présence d'un ouvrage d'art. Cette contraction engendre une

augmentation de la vitesse d'écoulement et par conséquent une force érosive plus importante. Les sédiments de la zone de contraction sont transportés entraînant ainsi un abaissement local du lit du cours d'eau.

Affouillement local

Ce type d'affouillement résulte directement de la présence de piles ou culées dans un écoulement hydraulique. Ces obstacles engendrent un changement brusque de l'écoulement (Figure I.3) : En amont de la pile, l'écoulement est redirigé vers le lit ('downflow') engendrant ainsi une érosion localisée autour de la pile. Cela donne naissance, en pied de pile, à des tourbillons en fer à cheval ('horse shoe vortex') qui vont accentuer l'affouillement local. Sur les cotés de la pile, le décollement de la couche limite de la paroi donne naissance à des tourbillons de sillage ('wake vortex') (Hamill, 1998).

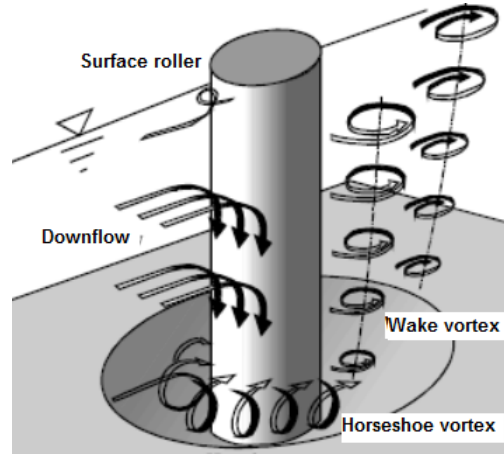


Figure I.3. L'écoulement autour d'une pile cylindrique (Melville & Coleman, 2000)

I.3.2 Régimes d'affouillement

Chabert & Engeldinger (1956) ont identifié deux régimes d'affouillement selon le mode de transport des sédiments par l'écoulement : l'affouillement sans charriage, dit régime 'Clear-water scour' et l'affouillement avec charriage dit régime 'Live-bed scour'. Au droit d'un ouvrage, le régime d'affouillement est déterminé en comparant la vitesse moyenne de l'écoulement V à la vitesse critique d'entraînement des sédiments V_c calculée avec l'équation (I.1).

$$V_c = 6,19 \times h_0^{\frac{1}{6}} \times d_{50}^{\frac{1}{3}}, \quad (\text{I.1})$$

avec h_0 la hauteur d'eau, d_{50} le diamètre moyen des grains.

Lors d'un affouillement sans charriage, la vitesse moyenne d'approche V est inférieure à la vitesse critique V_c . Ainsi, les sédiments restent au repos. Ce type d'affouillement est favorisé par la présence d'un fond plat, d'une granulométrie grossière, d'enrochements ou de végétations (Arneson et al., 2012). A contrario, lors d'un affouillement avec charriage, V est supérieure à la vitesse critique V_c . Par conséquent, les sédiments du fond du lit se mettent en mouvement et se déplacent de l'amont vers l'aval.

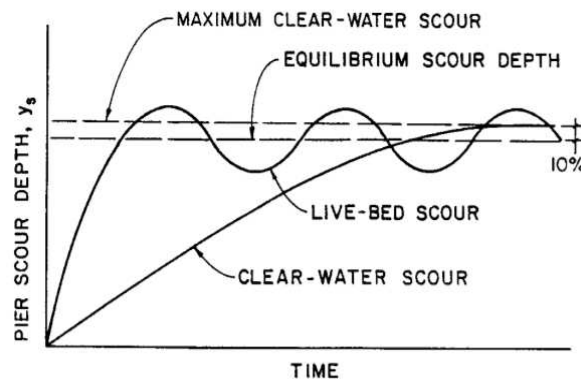


Figure I.4. Évolution dans le temps du régime avec charriage (Live-Bed) et sans charriage (Clear-Water) (Arneson et al., 2012)

Le régime d'affouillement a une influence directe sur la profondeur maximale d'affouillement et le temps nécessaire pour l'atteindre, comme nous pouvons le voir sur la figure I.4 : lors d'un affouillement sans charriage, la profondeur d'affouillement augmente lentement vers une valeur maximale d_s . A l'inverse, lors d'un affouillement avec charriage, la profondeur d'affouillement croît plus rapidement. Au niveau de la fosse d'affouillement, les sédiments transportés par l'écoulement sont remplacés par les sédiments charriés en l'amont. Par conséquent, la profondeur maximale d'affouillement fluctue au cours du temps autour d'une valeur d_m (Brandimarte et al., 2006). Cette valeur d_m est 10% plus faible que d_s (Richardson & Davis, 2001).

I.4 Facteurs influençant la profondeur d'affouillement

L'affouillement local autour des piles est un phénomène très complexe. Sa profondeur finale, tout comme son évolution au cours du temps et la forme de la fosse, dépend de nombreux paramètres hydrauliques, géotechniques et structurels.

I.4.1 Paramètres géotechniques

La vulnérabilité des sols à l'affouillement varie en fonction de la nature du sol et de son état. La cohésion des sédiments a, par conséquent, une influence majeure sur la profondeur de l'affouillement à l'équilibre et le temps nécessaire pour l'atteindre.

L'affouillement des sols non cohésifs, tels que les sables et graviers, a été largement étudié (Chabert & Engeldinger, 1956; Raudkivi & Ettema, 1983; Melville, 1997; Melville & Chiew, 1999; Sheppard & Miller Jr, 2006). Ce type de sol s'érode facilement, particule par particule, jusqu'à atteindre la profondeur d'affouillement maximale au bout de quelques heures ou jours (Briaud et al., 1999). Pour ce type de sol, l'affouillement dépend du diamètre moyen des grains d_{50} , la dispersion des grains σ_g et de la force de gravité (Ariathurai & Arulanandan, 1978).

A contrario, dans le cas des sols cohésifs, tels que les argiles et limons, d'autres forces entrent en jeu. En effet, les particules fines sont liées par des forces électrostatiques et de van der Waals (Briaud et al., 1999; Ansari et al., 2002) et s'attirent entre elles. Par conséquent, le processus d'affouillement est plus long (Briaud et al., 1999; Brandimarte et al., 2006). La profondeur d'affouillement dépend du pourcentage d'argile, la résistance au cisaillement du lit, la teneur en eau initiale et la compacité (Devi & Barbhuiya, 2017).

Bien que les sols cohésifs soient plus difficiles à éroder, Ting et al. (2001); Briaud et al. (2002) ont montré que la profondeur maximale d'affouillement reste similaire à celle des sols non-cohésifs. Toutefois, l'initiation de la fosse n'est pas identique : dans les sols non cohésifs, le processus d'affouillement se déclenche tout d'abord en amont de la pile contrairement au sol cohésif où l'affouillement est amorcé derrière la pile.

I.4.2 Paramètres hydrauliques

Le principal paramètre hydraulique qui influence la profondeur d'affouillement est la vitesse moyenne d'approche V . Cette grandeur est prise en compte dans l'estimation de la profondeur d'affouillement, soit dans le calcul de la vitesse critique V_c , soit par nombre de Froude F_r ou le nombre de Reynolds Re . Chabert & Engeldinger (1956) ont montré que la valeur de la vitesse d'approche V détermine le régime d'affouillement et par conséquent, la cinétique de l'évolution de la profondeur de la fosse (Section I.3.2) .

L'effet de hauteur d'eau relative $\frac{h_0}{b}$ (avec h_0 la hauteur d'eau et b le diamètre de la pile) sur la profondeur d'affouillement maximale a également été examiné. [Briaud et al. \(2004\)](#) ont montré que la profondeur d'affouillement est indépendante de la hauteur d'eau dès que $\frac{h_0}{b} > 2$. Pour des écoulements peu profonds $\frac{h_0}{b} < 2$, plus la hauteur d'eau est faible plus l'affouillement se développe rapidement. Toutefois, la profondeur d'affouillement à l'équilibre est plus faible pour les écoulements peu profonds. Cela est dû au fait qu'au fur et à mesure que la fosse d'affouillement se développe, l'écoulement perd sa capacité érosive plus rapidement dans un écoulement peu profond. En effet, dans ce type d'écoulement, il est difficile de voir la formation complète des tourbillons en fer à cheval qui accentuent la profondeur de l'affouillement local ([Devi & Barbhuiya, 2017](#)).

I.4.3 Paramètres structurels

Les paramètres structurels, tels que le type, les dimensions et la forme de la pile, constituent des facteurs déterminants de la profondeur d'affouillement local à l'équilibre. L'effet de la forme de la pile a été largement étudié ([Laursen & Toch, 1956](#); [Chabert & Engeldinger, 1956](#); [Tison, 1961](#); [Dietz, 1972](#); [Breusers et al., 1977](#); [Fael et al., 2016](#)). En fonction de la forme de la pile (Figure I.5), des facteurs de forme ont été définis (Tableau I.1), en considérant la forme circulaire comme référence.

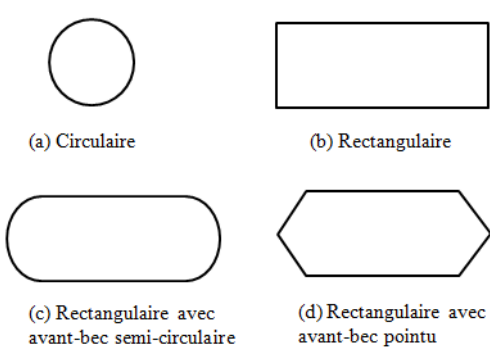


Figure I.5. Formes courantes de piles de ponts

Forme de la pile	Facteur de forme
(a)	1.0
(b)	1.0 à 1.2
(c)	0.9
(d)	0.65 à 0.76

Tableau I.1. Facteur de forme

Il convient de souligner que l'effet de la géométrie devient négligeable si l'angle d'attaque est non nul. Dans ce cas, seul le facteur dû à l'angle d'attaque est à utiliser ([Laursen & Toch, 1956](#)). En effet, à l'exception des piles circulaires, la profondeur d'affouillement dépend fortement de l'angle d'attaque θ . A mesure que θ augmente, la profondeur d'affouillement augmente suite à l'augmentation de la largeur frontale de la pile ([Melville, 2008](#)). [Richardson](#)

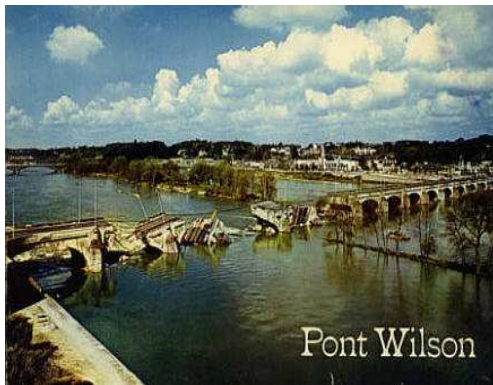
& Davis (2001) ont défini le facteur de correction dû à l'angle d'attaque K_θ par l'équation I.2, avec θ : l'angle d'attaque, b la largeur de la pile et L sa longueur.

$$K_\theta = (\cos(\theta) + \frac{L}{b} \sin(\theta))^{0.62} \quad (\text{I.2})$$

Cette formule n'est toutefois valable que si $\theta > 5$ et $2 < \frac{L}{b} < 16$.

I.5 Défaillances structurelles dues à l'affouillement

La défaillance structurelle est définie comme l'incapacité d'une structure ou de l'un de ses composants à supporter une charge. Cela engendre la déformation de l'ouvrage et peut entraîner son effondrement. Les défaillances structurelles des ponts peuvent être lourdes en conséquences et causer des pertes économiques, des problèmes logistiques et parfois même des pertes humaines.



(a) Effondrement du pont Wilson, Tours, 1978



(b) Effondrement du pont de la rivière Saint-Étienne, Île de la Réunion, 2007

Figure I.6. Exemples d'effondrement de ponts suite à l'affouillement

Les causes de défaillances structurelles sont nombreuses : défauts de conception, problèmes de maintenance, séismes, incendies, risques hydrauliques (...). Une analyse de 503 cas de défaillances de ponts aux États-Unis, entre 1989 et 2000, a révélé que les risques hydrauliques, notamment les inondations et l'affouillement, sont à l'origine de 53% des cas de défaillances (Wardhana & Hadipriono, 2003). Dans la continuité de cette analyse, Taricska (2014) a étudié 341 cas de défaillances de ponts aux États-Unis entre 2000 à 2012. Cette étude a montré que les risques hydrauliques sont responsables de près de 50% des cas de défaillances, dont 25% sont dus à l'affouillement. Une étude de Lin et al. (2014) de 36 cas d'effondrement induits uniquement par affouillement, dont 20 en Nouvelle Zélande, 14 aux États Unis et 2 au Canada, a montré que l'affouillement local a causé 64% des effondrements suivi de la migration du

chenal (14%) et de l'affouillement de contraction (5%). En France, l'effondrement du pont de Wilson à Tours en 1978 (Figure I.6a) et du pont de la rivière Saint-Étienne sur l'île de la Réunion en 2007 (Figure I.6b), sont deux exemples nationaux des dommages causés par l'affouillement (Chevalier et al., 2014).

L'apparition de ces défaillances structurales induites par l'affouillement est favorisée par des paramètres géotechniques, hydrauliques et structurales. L'étude de Lin et al. (2014) a permis de mettre en évidence ces différents aspects.

I.5.1 Causes géotechniques de défaillance

Les caractéristiques géotechniques désignent principalement la nature et propriétés du sol au droit de l'ouvrage. Le tableau I.2 présente le pourcentage de cas de défaillances suivant la nature du sol. Comme exposé dans la section précédente (Section I.4.1), les sols non cohésifs sont plus facilement érodés. Par conséquent, la majorité des défaillances structurales, à savoir 36%, se sont produits dans des sols de type graviers, galets et sables. Les sols cohésifs, tels que les argiles et limons, s'érodent plus lentement et ont occasionné 14% des cas de défaillance. La présence de pavage ou de blocs rocheux, difficiles à déplacer, atténue le phénomène d'affouillement localement. Par conséquent, les défaillances dans ce type de sol sont très rares. Toutefois, ce type de sol peut aggraver l'affouillement un peu plus loin.

Types de sol	Pourcentage de défaillances
galets ou graviers	22
sable ou sable fin et graviers ou argile	14
limons ou argile	14
pavage	11
blocs rocheux	5
mudstone/siltstone	3
Non déterminés	31

Tableau I.2. Pourcentage de défaillances par types de sol (Lin et al., 2014)

I.5.2 Causes hydrauliques de défaillance

Comme cela a été mentionné dans la Section I.4.2, la vitesse moyenne d'écoulement est un facteur déterminant de la profondeur d'affouillement. Les événements de crue engendrent l'augmentation de la vitesse d'écoulement accentuant par conséquent le phénomène d'affouillement, et ont été observés dans 75% des cas de défaillances (Figure I.7). La présence d'un angle d'attaque non nul favorise également le phénomène d'affouillement, et a été détectée dans 44% des cas de défaillance. Le tableau I.3 présente la profondeur d'affouillement

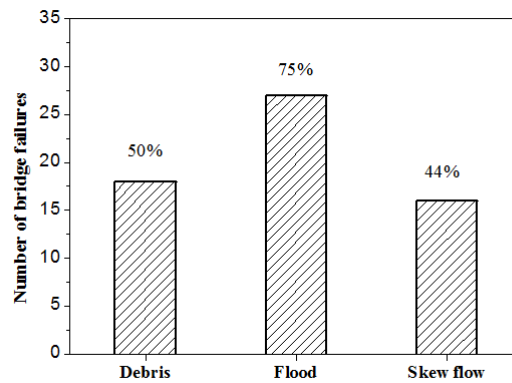


Figure I.7. Fréquences de défaillances en fonction des conditions hydrauliques (Lin et al., 2014) (l'abscisse : conditions hydrauliques, l'ordonnée : pourcentages de défaillances observées)

mesurée sur les 36 cas étudiés par Lin et al. (2014). La profondeur d'affouillement varie entre 0.5 m et 15 m. Les résultats montrent que la défaillance des structures étudiées sont plus courantes pour des profondeurs d'affouillement inférieures à 5 m (41%).

Profondeur d'affouillement (m)	Pourcentage de défaillances
0,5-2,0	16
2,0-5,0	25
5,0-7,0	6
7,0-10,0	8
10,0-15,0	6
Non déterminé	39

Tableau I.3. Pourcentage de défaillances et profondeurs d'affouillement (Lin et al., 2014)

I.5.3 Causes structurelles de défaillance

La stabilité de l'ouvrage face à l'affouillement dépend en grande partie du type de fondations sur lequel il repose. Le tableau I.4 présente le pourcentage de cas de défaillance suivant le type de fondations pour les ouvrages étudiés. Dans le cas général, les fondations superficielles sont plus vulnérables à l'affouillement que les fondations sur pieux. Toutefois, les résultats de cette étude montrent que les défaillances sont plus courantes pour les piles sur pieux en béton armé (42% des cas) que pour les fondations superficielles (22% des cas). [Lin et al. \(2014\)](#) expliquent ces observations par le fait que les 36 ouvrages de son étude sont fondés majoritairement sur des fondations sur pieux.

Type de fondations	Pourcentage de défaillances
Fondations superficielles	22
Pieux en béton armé	42
Pieux en acier	5
Pieux en bois	14
Fondations inconnus	3
Non déterminé	14

Tableau I.4. Pourcentage de défaillances et type de fondations ([Lin et al., 2014](#))

I.6 Estimation de la profondeur d'affouillement autour des piles

I.6.1 Formules empiriques existantes

Tout ouvrage ayant des piles placées dans un cours d'eau perturbe l'écoulement, et engendre la création de fosses d'affouillement plus ou moins importantes, en fonction des paramètres présentés dans la Section I.4.

Lors de la conception d'un pont, il est ainsi crucial de prédire au préalable la profondeur maximale des fosses d'affouillement afin de déterminer la profondeur des fondations et d'éviter que la stabilité de l'ouvrage ne soit compromise. A cette fin, de nombreuses équations empiriques ont été développées en se basant sur des données d'essais sur modèle réduit en canal ou sur des données d'ouvrages sur site. Ces équations prennent en compte les trois types de paramètres

(géotechniques, hydrauliques et structurels Section I.4) de diverses manières. Enfin, elles sont valables en régime d'affouillement, soit avec charriage (LB), et soit sans charriage (CW).

De manière générale, ces équations ont pour forme générale :

$$d_s = f \left(\begin{array}{l} \text{paramètres hydrauliques } (\rho, V, h_0, g, \nu), \\ \text{paramètres géotechniques } (d_{50}, \sigma_g, \rho_s, V_c), \\ \text{paramètres structurels } (b, K_i), \text{ temps}(t). \end{array} \right) \quad (\text{I.3})$$

avec ρ la masse volumique de l'eau (Kg/m^3),

V la vitesse d'approche (m/s),

h_0 la hauteur d'eau (m),

g la constante de gravité ($9.81 m/s^2$),

ν la viscosité du fluide (Pa/s),

d_{50} le diamètre moyen des grains (m),

σ_g la dispersion des grains (-),

ρ_s la masse volumique des sédiments (Kg/m^3),

V_c la vitesse critique (m/s),

b le diamètre de la pile (m),

K_i des facteurs de corrections de forme et d'angle d'attaque (-),

et t le temps (s).

Un inventaire des principales formules utilisées a été réalisé (Tableau I.5). Une attention particulière a été portée à la méthode de calage de la formule (sur des données en laboratoire ou des données sur site), et le domaine de validité de l'équation en fonction du régime d'affouillement identifié (CW ou LB). Ce recensement permet de mettre en avant la variabilité des paramètres pris en compte dans l'estimation de la profondeur d'affouillement et le manque de prise en compte de la complexité réelle du phénomène en développant des équations basées principalement sur des essais en canal hydraulique.

Auteurs	Données de calage	Équations	Domaine de validité
Shen et al. (1969)	Laboratoire et Terrain	$d_s = 1,35b^{0,7}h_0^{0,3}$	CW
Breusers et al. (1977)	Laboratoire	$d_s = 2K_s K_\theta \cdot \left(2\frac{V}{V_c} - 1\right) \tanh\left(\frac{h_0}{b}\right) b$ $d_s = 1,5K_s K_\theta b \tanh\left(\frac{h_0}{b}\right) b$	CW : $0,5 < \frac{V_0}{V_c} < 1$ LB : $V > V_c$
Jain & Fischer (1979)	Laboratoire	$d_s = 1,84b \left(\frac{h}{b}\right)^{0,3} Fr_c^{0,25}$ $d_s = 2b \left(\frac{h}{b}\right)^{0,5} (Fr - Fr_c)^{0,25}$	CW : $Fr - Fr_c < 0$ LB : $Fr - Fr_c > 0,2$
Ettema (1980)	Laboratoire	$d_s = bc_1 \ln\left(\frac{d_{50}}{b} \frac{Vt}{b} \frac{v}{Vb}\right) + \ln(c_2)$	CW & LB

Auteurs	Données de calage	Équations	Domaine de validité
Froehlich (1988)	Terrain	$d_s = 0,32b\phi F_r^{0,2} \left(\frac{b_e}{b}\right)^{0,62} \left(\frac{h_0}{b}\right)^{0,46} \left(\frac{b}{d_{50}}\right)^{0,082}$	LB
Melville (1997)	Laboratoire	$d_s = K_{hb}K_lK_dK_sK_\theta K_G$	CW & LB
Sheppard & Miller Jr (2006)	Laboratoire	$d_s = 2,5bf_1 \left(\frac{h_0}{b}\right) f_2 \left(\frac{b}{d_{50}}\right) \left\{ 1 - 1,75 \left[\ln \left(\frac{V}{V_c} \right) \right]^2 \right\}$ $d_s = bf_1 \left(\frac{h_0}{b}\right) \left[2,2 \left(\frac{V/V_c - 1}{V_{lp}/V_c - 1} \right) + 2,5f_2 \left(\frac{b}{d_{50}}\right) \left(\frac{V_{lp}/V_c - V/V_c}{V_{lp}/V_c - 1} \right) \right]$ $d_s = 2,2bf_1 \left(\frac{h_0}{b}\right)$	CW : $0,47 \leq \frac{V}{V_c} \leq 1$ LB : $1 \prec \frac{V}{V_c} \prec \frac{V_{lp}}{V_c}$ LB : $\frac{V}{V_c} \succ \frac{V_{lp}}{V_c}$
Arneson et al. (2012)	Laboratoire	$d_s = 2K_1K_2K_3K_4K_w h_0 F_r^{0,43} \left(\frac{b}{h_0}\right)^{0,65}$	CW & LB

Tableau I.5. Formules empiriques d'estimation de la profondeur d'affouillement

I.6.2 Limitations

Le large choix d'équations pour estimer la profondeur d'affouillement au droit des piles n'est pas sans inconvénients. En effet, il est difficile de sélectionner "la bonne formule" en fonction des conditions sur site. Plusieurs auteurs (Johnson, 1995; Landers & Mueller, 1996; Sheppard et al., 2013) ont comparé les formules empiriques le plus souvent utilisées. Ces différentes études ont montré que la profondeur estimée varie d'une équation à une autre.

Par exemple, Sheppard et al. (2013) ont comparé les valeurs de sortie de 22 équations dans le cas d'un affouillement sans charriage ($V_1/V_c = 3$, $y_1/a = 3$ avec V_1 et V_c les vitesses d'approche et critique respectivement, y_1 la hauteur d'eau et a la largeur de la pile) et deux diamètres moyens de grains ($d_{50} = 0.2$ mm et $d_{50} = 30$ mm) et trois largeurs de pile variant de l'échelle du canal $a = 0.05$ m à l'échelle représentatif $a = 1$ m puis à grande échelle $a = 10$ m. Les résultats de cette analyse, présentés Figure I.8, ont montré une grande dispersion des résultats et des tendances observées. En effet, certaines équations donnent des résultats similaires pour les trois valeurs de diamètre de la pile. D'autres équations prédisent des valeurs décroissantes avec la largeur de la pile. Cette dispersion des valeurs provient principalement de la variabilité des paramètres pris en compte dans les différentes équations comme le montre le tableau I.5.

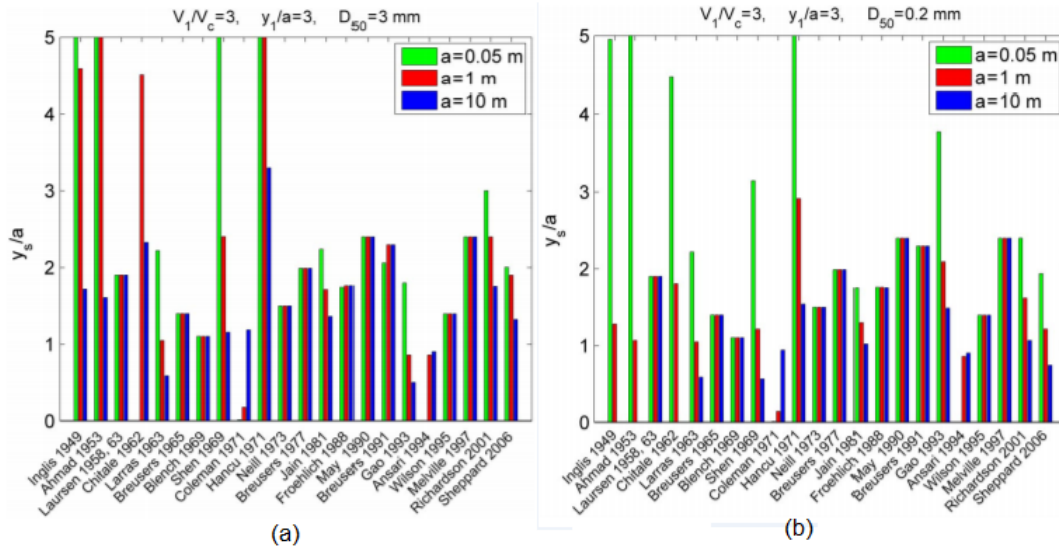


Figure I.8. Comparaison des profondeurs d'affouillement normalisée en utilisant 22 équations (y_s profondeur d'affouillement et a diamètre de la pile) (Sheppard et al., 2013)

Les formules d'estimation de la profondeur d'affouillement, principalement issues d'essais expérimentaux en laboratoire, se heurtent à plusieurs limitations. Les principales causes repor-

tées par (Brandimarte et al., 2012; Wang et al., 2017) sont :

1. l'effet d'échelle dû au essai sur modèle réduit en canal,
2. les hypothèses simplificatrices pour les sédiments (sol non-cohésif principalement) et de l'écoulement (écoulement sans charriage et flux constant) qui ne représentent pas la complexité réelle rencontrée sur site,
3. et la diversité des conditions sur site impossible à reproduire.

L'utilisation de ces hypothèses simplificatrices engendre alors la surestimation des valeurs d'affouillement (Melville & Coleman, 2000) et par conséquent des sur-dimensionnements inutiles des ouvrages.

I.7 Instruments de suivi d'affouillement autour des piles

L'estimation de la profondeur de la fosse d'affouillement générée par un ouvrage en amont de sa construction s'avère être une tâche délicate compte tenu des limitations des formules empiriques. De plus, l'évolution au cours du temps du lit de la rivière, le changement du régime d'écoulement, la construction de nouveaux ouvrages et le changement climatique font que le phénomène d'affouillement est imprévisible. De ce fait, il est impératif de suivre l'évolution de l'affouillement au cours de la vie de l'ouvrage. En France, l'ensemble des ouvrages fait habituellement objet d'une inspection périodique tous les 6 ans. Avec un appui en site hydraulique, une vérification détaillée de l'état des parties immergées de l'ouvrage est également réalisée grâce à des plongeurs. Toutefois, la présence d'une fosse d'affouillement au droit des fondations peut être temporairement dissimulée par des dépôts de sols très lâches ou par des enrochements ce qui rend ces inspections visuelles insuffisantes pour évaluer l'état réel de l'ouvrage. Il est alors nécessaire de développer d'autres techniques de suivi de l'affouillement plus performantes.

Les instruments de suivi d'affouillement ont énormément évolué au cours des vingt dernières années. Plusieurs auteurs (Brandimarte et al., 2012; Prendergast & Gavin, 2014; Wang et al., 2017) ont identifié différentes classifications de ces outils : directs / indirects, mesure ponctuelle / continue, fixe / mobile ou suivant la technologie utilisée (électrique, électromagnétique, acoustique, magnétique, fibre optique...).

Ces différents instruments peuvent toutefois être regroupés en deux grandes catégories suivant leur principe de mesure. La première catégorie regroupe les instruments géophysiques de surface, et la deuxième catégorie regroupe les instruments qui utilisent des références ou des repères.

I.7.1 Instruments géophysiques de surface

Ces instruments reposent sur le principe de propagation d'ondes pour déterminer la position de l'interface eau/sol et ainsi la profondeur de l'affouillement. Une onde est émise à la surface d'eau, elle se propage et est réfléchi au niveau des interfaces séparant des matériaux de propriétés différentes. En analysant le signal réfléchi, la position et propriétés de l'interface peuvent être déterminées (Placzek & Haeni, 1995). Ces outils émettent différents types d'ondes : ondes électromagnétiques (radar, réflectométrie temporelle) ou des ondes acoustiques (sonar).

Gorin & Haeni (1989); Horne (1993); Millard et al. (1998); Forde et al. (1999); Thitimakorn (2007) ont utilisé le radar pénétrant pour déterminer la profondeur d'affouillement. Le principe de fonctionnement de cet instrument est illustré sur la figure I.9. Ce dispositif envoie des ondes électromagnétiques grâce à une antenne émettrice. L'onde se propage dans l'eau et est partiellement réfléchi en atteignant le lit du cours d'eau. L'analyse des signaux réfléchis, enregistrés par le récepteur, permet de connaître la position du lit, et ainsi la profondeur d'affouillement.

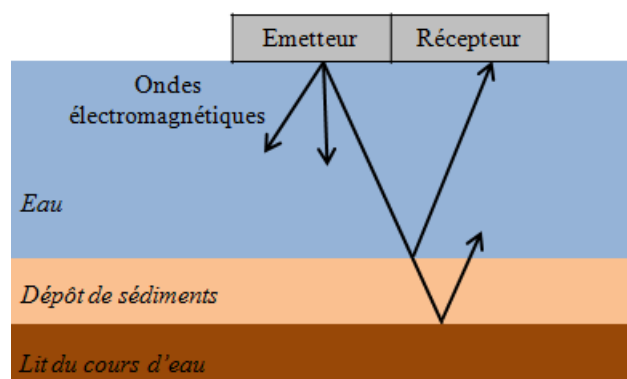


Figure I.9. Principe de détection de l'affouillement avec le radar

Toutefois, cet instrument présente de nombreux inconvénients : la nécessité d'un opérateur qualifié pour effectuer la mesure et interpréter les résultats, beaucoup de temps nécessaire pour effectuer la mesure et l'incapacité de mesure lors d'une crue (Lu Deng, 2010; Prendergast &

Gavin, 2014).

La réflectométrie temporelle (TDR) utilise le même principe de fonctionnement que le radar, à la différence que l'onde électromagnétique est émise le long d'un tube installé près de la pile qui sert de guide onde (Figure I.10). Si le milieu de propagation est invariant, l'onde se propage jusqu'à la fin du tube. Dans le cas contraire, une partie de l'onde est réfléchiée vers l'émetteur. Connaissant le temps de parcours, la distance parcourue par l'onde peut être déterminée (Yankielun & Zabilansky, 1999; Yu & Yu, 2009), et ainsi l'emplacement de la discontinuité (l'interface sol-eau). Ce dispositif présente de nombreuses limitations : la nécessité d'excaver pour installer le tube, la restriction du suivi de l'affouillement à la zone du tube et la complexité de l'analyse de signal afin d'exploiter les résultats (Lueker et al., 2010; Lu Deng, 2010; Wang et al., 2017).

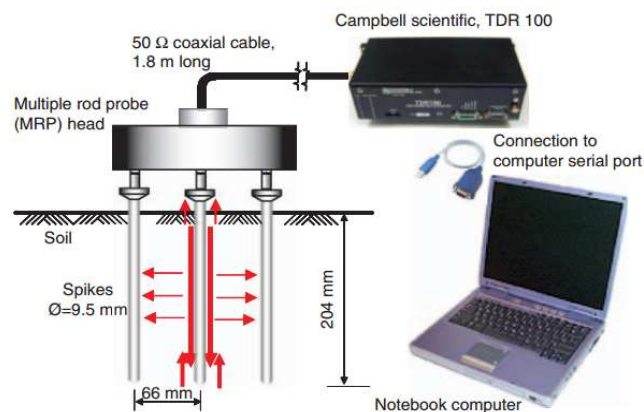


Figure I.10. Schéma d'un système TDR (Yu & Yu, 2009)

Le sonar, similaire au principe de fonctionnement du radar, envoie des ondes acoustiques. Cette onde sera réfléchiée au niveau du lit du cours d'eau. Connaissant la vitesse de propagation du son dans l'eau et le temps séparant l'émission et la réception de l'onde, la position de l'interface eau/sol peut être déterminée (R.W.P.May, 2002; Lu Deng, 2010). Toutefois ce dispositif est sensible aux matériaux en suspension dans l'eau ainsi, il ne peut être utilisé lors des crues quand l'affouillement est à son maximum (Fisher et al., 2013).

I.7.2 Instruments utilisant des repères ou références

Cette catégorie regroupe les outils de suivi qui utilisent des *objets repères* dont la position évolue avec l'affouillement. Les flotteurs (Float-out devices) sont des radio transmetteurs enterrés verticalement à différentes profondeurs autour de la pile (Figure I.11)(Briaud et al., 2011).

Quand l'affouillement atteint la profondeur d'un flotteur, il est libéré et émet un signal en passant en position horizontale, informant ainsi sur la profondeur atteinte par l'affouillement. Toutefois, ce dispositif présente de nombreux inconvénients : la durée limitée de la batterie ainsi que la difficulté de savoir si le dispositif est opérationnel ou non après des années de sa mise en place, car il n'émet de signal qu'une fois découvert.

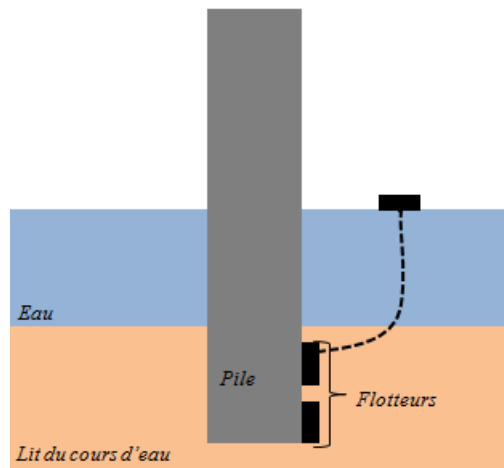


Figure I.11. Installation et fonctionnement des flotteurs

L'anneau magnétique coulissant "sliding magnetic collar" est composé d'un anneau magnétique placé sur une tige en acier inoxydable (Figure I.12). Lors de son installation, l'anneau est mis au niveau du lit du cours d'eau. Quand le sol s'érode, l'anneau magnétique glisse sur la tige. La fermeture de commutateurs magnétiques placés le long de la tige sous l'effet de l'anneau permet de connaître sa position et ainsi la profondeur actuelle du lit du cours d'eau (Cooper et al., 2000; Lu et al., 2008). Les principales limitations de ce dispositif sont : la formation d'encrassement, dans des milieux biologiques actifs, qui peut bloquer le glissement de l'anneau et nuire ainsi à la détection de l'affouillement (R.W.P.May, 2002). De plus, le suivi est limité à la zone de la tige.

Chen et al. (2015) ont proposé une nouvelle méthodologie pour déterminer la profondeur d'affouillement reposant également sur le champ magnétique. Des rochers munis d'un aimant "smart rocks" sont placés autour de la pile. Au fur et à mesure que la profondeur d'affouillement augmente, les rochers se déplacent et le champ électromagnétique qu'ils émettent diminue. Des courbes de calibration intensité / distance permettent de calculer la profondeur d'affouillement. Ce dispositif étant très récent, aucun retour d'expérience n'a encore eu lieu.

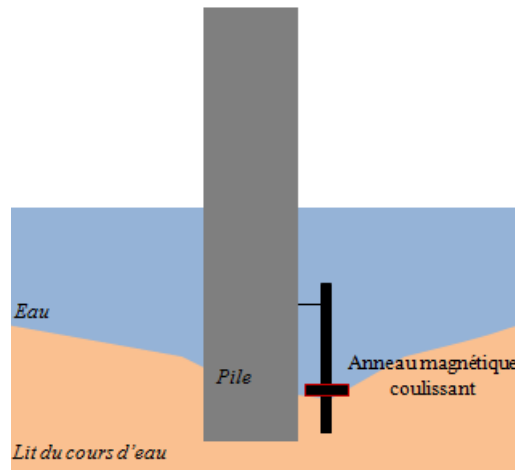


Figure I.12. Installation et fonctionnement de l'anneau magnétique coulissant

Des outils très sophistiqués tels que la fibre optique à réseau de Bragg se basent également sur des repères pour déterminer la profondeur de l'affouillement. En effet, [Lin et al. \(2005\)](#) a utilisé une fibre optique à réseau de Bragg collée sur la face extérieure d'une tige enterrée partiellement dans le sol. Quand l'affouillement expose une partie de la tige, cette dernière est déformée sous l'effet de l'eau (Figure I.13). Cette variation de contrainte le long de la fibre optique est alors détectée par les capteurs sollicités. La partie enterrée, quant à elle, ne subit que peu ou pas de déformations. Le profondeur de l'affouillement peut alors être déterminée en analysant le niveau de déformations des différents capteurs. Ce dispositif présente de nombreux avantages : légèreté, flexibilité, tolérance de la température et des radiations, et une bonne durabilité.

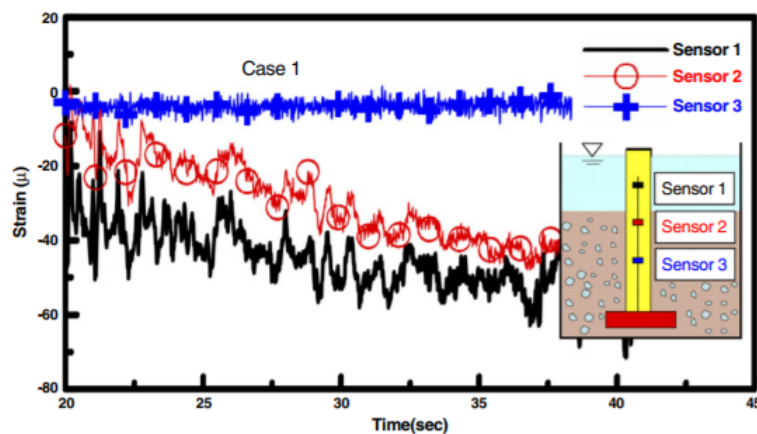


Figure I.13. Système de monitoring avec fibre optique ([Lin et al., 2005](#))

I.8 Techniques dynamiques de suivi d'affouillement autour des piles

Malgré le large choix d'instruments de suivi d'affouillement, leur déploiement sur site fait face à divers problèmes notamment : la sensibilité aux interférences, la vulnérabilité aux débris, la faible résolution, le coût, les difficultés d'installation et de maintenance, et les post-traitements fastidieux (Lu Deng, 2010; Prendergast & Gavin, 2014; Azhari & Loh, 2017). Le besoin de nouvelles techniques non destructives de suivi d'ouvrages a conduit au développement de méthodes examinant le changement de la réponse dynamique de la structure.

Les caractéristiques modales d'une structure, à savoir les fréquences propres et les déformées propres, sont fortement influencées par l'interaction sol-fondation-structure (Foti & Sabia, 2011). De nombreux auteurs ont alors examiné la faisabilité de la surveillance de l'affouillement au droit des ponts par suivi vibratoire, suivant deux approches différentes. Shinoda & Haya (2008); Samizo et al. (2010); Foti & Sabia (2011); Briaud et al. (2011); Ju (2013); Prendergast et al. (2013); Ju (2013); Chen et al. (2014) ont étudié l'effet de l'affouillement sur la réponse dynamique de divers composants de ponts, à savoir les piles, les fondations et les travées. D'autres auteurs (Zarafshan et al., 2012; Azhari & Loh, 2017) ont développé des capteurs d'affouillement. La réponse dynamique de ces capteurs, placés à proximité de la pile, varie en fonction de la profondeur d'affouillement.

I.8.1 Rappel de dynamique des structures

Nous rappellerons dans cette partie quelques notions de base de dynamique des structures qui serviront à la compréhension du reste du document. Vous pouvez vous référer à plusieurs ouvrages (Clough & Penzien, 1975; Gmür, 1997) pour une formulation plus détaillée des différentes configurations.

Dans un premier temps, nous étudions le cas particulier d'un système à un degré de liberté (1DDL) afin d'appréhender les notions de base de dynamique. Puis, nous présenterons le cas de la vibration des poutres console en flexion.

I.8.1.1 Vibration libre d'un système à 1 DDL

Un système à 1 DDL est un système dont la masse unique à un mouvement dans une seule direction (translation ou rotation autour d'un axe). Malgré la simplicité de ce modèle, certaines structures en génie civil peuvent être modélisées par des systèmes à 1 DDL ou par une superposition de plusieurs de ces systèmes. L'évolution de ces systèmes sera formulée en absence et en présence de l'amortissement.

Système non amorti

L'application du principe fondamental de dynamique permet d'obtenir l'équation du mouvement suivante :

$$m\ddot{u} + ku = 0, \quad (\text{I.4})$$

avec m et k : la masse et la rigidité du système respectivement et $\ddot{u}$ et u : l'accélération et le déplacement du système respectivement.

La solution de l'équation (I.4) s'écrit sous la forme :

$$u(t) = U \cos(\omega_0 t + \varphi). \quad (\text{I.5})$$

avec ω_0 la pulsation propre du système. U et φ sont respectivement l'amplitude et la phase fixées par les conditions initiales du déplacement $u_0 = u(t=0)$ et de la vitesse $v_0 = \dot{u}(t=0)$.

Ainsi en substituant l'équation (I.5) dans l'équation (I.4), on obtient l'équation suivante :

$$(-\omega_0^2 m + k)U \cos(\omega_0 t + \varphi) = 0 \quad (\text{I.6})$$

L'équation (I.6) est vérifiée à tout instant t si et seulement si $(-\omega_0^2 m + k) = 0$. Ainsi, la pulsation propre du système vérifie :

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} = 2\pi f_0 \quad (\text{I.7})$$

avec f_0 la fréquence propre du système.

La fréquence propre f_0 d'un système non amorti est indépendante des conditions initiales et des efforts extérieurs. En effet, f ne dépend que de la rigidité k et de la masse m du système.

Système amorti

Les structures présentent généralement un amortissement dû par exemple à l'existence d'un frottement fluide. Sous l'effet de forces de frottement, l'énergie mécanique se dissipe sous forme de chaleur.

L'équation du mouvement d'un système 1 DDL s'écrit :

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0, \quad (\text{I.8})$$

avec m , c et k : la masse, l'amortissement et la rigidité du système respectivement et $\ddot{x}$, $\dot{x}$ et x : l'accélération, la vitesse et le déplacement du système respectivement.

L'équation I.8 est par la suite divisée par m , la forme généralement utilisée pour décrire le mouvement d'un système 1 DDL amorti est :

$$\begin{cases} \ddot{x} + 2\xi\omega_0\dot{x} + \omega_0^2x = 0, \\ \text{la pulsation propre du système non amorti : } \omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}, \\ \text{le taux d'amortissement : } \xi = \frac{c}{c_{cr}}. \end{cases} \quad (\text{I.9})$$

avec $c_{cr} = 2m\omega_0$ l'amortissement critique.

La solution de l'équation (I.9) est déterminée en fonction de la valeur Δ' tel que :

$$\Delta' = \omega_0^2(\xi^2 - 1). \quad (\text{I.10})$$

Trois régimes différents peuvent se présenter : critique, apériodique et pseudo-périodique. La solution de l'équation (I.9) est donnée pour chacun de ces régimes.

Régime critique

On dit que le régime du mouvement est critique si $\xi = 1 \Rightarrow \Delta' = 0$. La solution de l'équation (I.9) s'écrit sous la forme :

$$u(t) = (A_1 + A_2t)e^{-\omega_0 t}, \quad (\text{I.11})$$

avec A_1 et A_2 deux constantes déterminées en fonction des conditions initiales du déplacement u_0 et de vitesse v_0 .

Régime apériodique

Dans ce cas $\xi > 1 \Rightarrow \Delta' > 0$. La solution de l'équation (I.9) est de la forme :

$$\begin{cases} u(t) = B_1 e^{r_1 t} + B_2 e^{r_2 t}, \\ r_{1,2} = -\xi \pm \sqrt{\Delta'}, \end{cases} \quad (\text{I.12})$$

avec B_1 et B_2 dépendent des conditions initiales (u_0, v_0) .

Régime pseudo-périodique

Dans ce cas $\xi < 1 \Rightarrow \Delta' < 0$. Le taux d'amortissement des structures en génie civil ne dépasse pas généralement les 20%. Le déplacement libre de ce type de structure correspond alors au régime pseudo-périodique et s'écrit sous la forme :

$$u(t) = e^{-\omega_0 \xi t} (C_1 \cos \omega_a t + C_2 \sin \omega_a t), \quad (\text{I.13})$$

avec C_1 et C_2 dépendent des conditions initiales (u_0, v_0) . La pulsation amortie (pseudo-pulsation) est noté ω_a et vérifie :

$$\omega_a = \omega_0 \sqrt{1 - \xi^2} \quad (\text{I.14})$$

La fréquence du système amorti f_a est exprimée par la relation suivante :

$$f_a = f_0 \sqrt{1 - \xi^2} \quad (\text{I.15})$$

avec f_0 la fréquence du système non amorti.

La fréquence amortie des structures de génie civil dont le taux d'amortissement ξ ne dépasse pas 20% est comparable à la fréquence propre de la structure non amortie (Mikael, 2011). Nous considérons alors que f_a et f_0 sont égales.

I.8.1.2 Vibration en flexion des poutres

Quand les structures étudiées sont élancées et que la masse est uniformément répartie sur toute la hauteur, comme dans le cas des piles de pont élancées, il convient de les modéliser par un modèle de poutre continue.

Le mouvement de la poutre est décrit par l'équation différentielle de Bernoulli (Clough & Penzien, 1975), et s'écrit sous la forme :

$$\frac{\partial^4 u(x, t)}{\partial x^4} + \frac{\rho S}{EI} \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} = 0, \quad (\text{I.16})$$

où $u(x, t)$ est le déplacement ou la flèche de la poutre qui dépend du temps t et de la position x (Figure I.14), ρ la masse volumique de la poutre, S la section transversale de la poutre, E le module d'Young de la poutre, et I le moment d'inertie dans la direction de vibration.

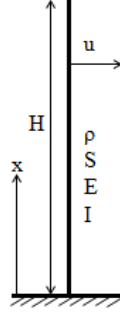


Figure I.14. Poutre encastrée libre : coordonnées et propriétés mécaniques

Afin de résoudre cette équation, nous décomposons la flèche de la poutre en deux fonctions : $\Phi(x)$ la fonction de la déformée modale et $U(t)$ l'amplitude dans le temps. Ainsi, la flèche $U(x, t)$ s'écrit comme suit :

$$u(x, t) = \Phi(x) \times U(t), \quad (\text{I.17})$$

La substitution de l'équation (I.17) dans l'équation (I.16) donne :

$$U(t) \frac{\partial^4 \Phi(x)}{\partial x^4} = -\Phi(x) \frac{\rho S}{EI} \frac{\partial^2 U(t)}{\partial t^2}, \quad (\text{I.18})$$

Nous divisons l'équation (I.18) par $\Phi(x)U(t)$ afin d'isoler les variables $\Phi(x)$ et $U(t)$, ainsi :

$$\frac{\frac{\partial^4 \Phi(x)}{\partial x^4}}{\Phi(x)} = -\frac{\rho S}{EI} \frac{\frac{\partial^2 U(t)}{\partial t^2}}{U(t)}, \quad (\text{I.19})$$

Pour que l'équation (I.19) soit satisfaite pour x et t quelconques, il faut que les deux membres de l'équation soient des constantes. Nous obtenons ainsi les deux équations différentielles

suivantes :

$$\frac{\partial^2 U(t)}{\partial t^2} + \omega^2 U(t) = 0, \quad (\text{I.20})$$

$$\frac{\partial^4 \Phi(x)}{\partial x^4} - \alpha^4 \Phi(x) = 0, \quad (\text{I.21})$$

avec $\alpha^4 = \omega^2 \frac{\rho S}{EI}$.

La solution de l'équation (I.20) s'écrit sous la forme :

$$U(t) = A \cos(\omega t) + B \sin(\omega t), \quad (\text{I.22})$$

avec A et B des constantes qui dépendent du déplacement initial et de la vitesse initiale.

La solution de l'équation (I.21) est de la forme :

$$\Phi(x) = C_1 \cos(\alpha x) + C_2 \sin(\alpha x) + C_3 \cosh(\alpha x) + C_4 \sinh(\alpha x), \quad (\text{I.23})$$

avec C_1 , C_2 , C_3 et C_4 des constantes qui dépendent des conditions d'appuis de la poutre.

Nous allons étudier plus particulièrement le cas d'une poutre encastree-libre ou poutre console de longueur H . Dans cette configuration, le déplacement et la rotation sont nuls à la base, et le moment et l'effort tranchant sont nuls à l'extrémité libre. L'expression de ces conditions permet d'avoir le système d'équations (I.24).

$$\begin{cases} \Phi(0) = 0 & \text{déplacement nul à la base,} \\ \frac{d\Phi(0)}{dt} = 0 & \text{rotation nulle à la base,} \\ \frac{d^2\Phi(H)}{dt^2} = \frac{M}{EI} = 0 & \text{moment nul à l'extrémité libre,} \\ \frac{d^3\Phi(H)}{dt^3} = \frac{T}{EI} = 0 & \text{effort tranchant nul à l'extrémité libre.} \end{cases} \quad (\text{I.24})$$

Les deux premières équations du système (I.24) amènent à $C_4 = -C_2$ et $C_3 = -C_1$. Les deux dernières admettent une solution si et seulement si :

$$1 + \cos(\alpha H) \cosh(\alpha H) = 0. \quad (\text{I.25})$$

L'équation (I.25) peut être résolue numériquement pour obtenir une série discrète de solutions

$\alpha_n H$:

$$\begin{cases} \alpha_1 H = 1,8751 = 1,1937 \times \frac{\pi}{2}, \\ \alpha_2 H = 4,6941 = 2,9884 \times \frac{\pi}{2}, \\ \alpha_n H = (2n - 1) \times \frac{\pi}{2} & n > 1. \end{cases} \quad (\text{I.26})$$

La forme du $n^{\text{ème}}$ mode $\Phi_n(x)$ s'écrit alors sous la forme suivante :

$$\Phi_n(x) = C_1 (\cosh \alpha_n x - \cos \alpha_n x - \frac{\cosh \alpha_n H + \cos \alpha_n H}{\sinh \alpha_n H + \sin \alpha_n H} (\sinh \alpha_n x - \sin \alpha_n x)). \quad (\text{I.27})$$

La déformée modale qui correspond au premier mode d'une poutre console est illustrée figure **I.15**.

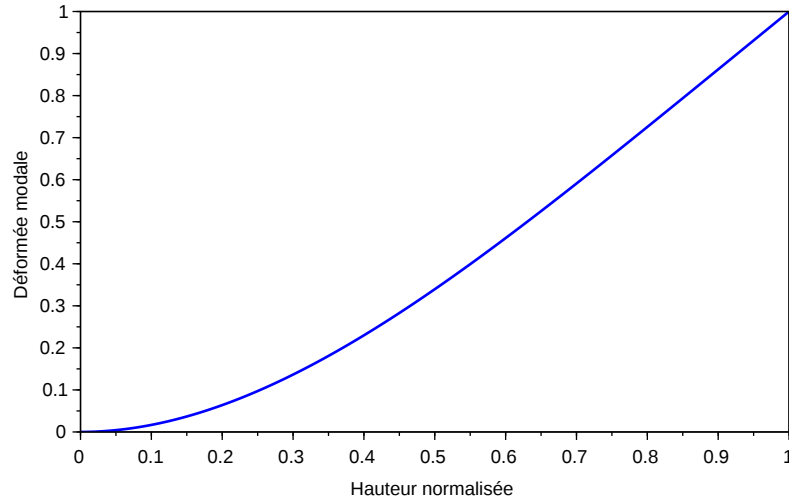


Figure I.15. Déformée modale d'une poutre console, pour le premier mode propre

Les fréquences propres sont déduites des valeurs de α_n et ont pour valeurs :

$$\begin{cases} f_1 = \frac{0.559}{H^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho S}}, \\ \frac{f_n}{f_1} = 0,7(2n - 1)^2 & n > 1 \end{cases} \quad (\text{I.28})$$

La première fréquence d'une poutre encastree-libre diminue avec l'augmentation de sa longueur libre H .

I.8.1.3 Analyse dynamique expérimentale

Afin d'identifier les caractéristiques modales d'une structure expérimentalement (la fréquence propre, l'amortissement et la déformée modale), des essais de vibration peuvent être réalisés. La structure est mise en vibration en appliquant des chocs en un point de la structure. Un accéléromètre, placé en un autre point soigneusement choisi, enregistre l'évolution de l'accélération avec le temps.

Par la suite, les signaux acquis sont post-traités en utilisant la transformée de Fourier (TF) ou la transformée en Ondelettes, afin d'identifier les fréquences propres de la structure.

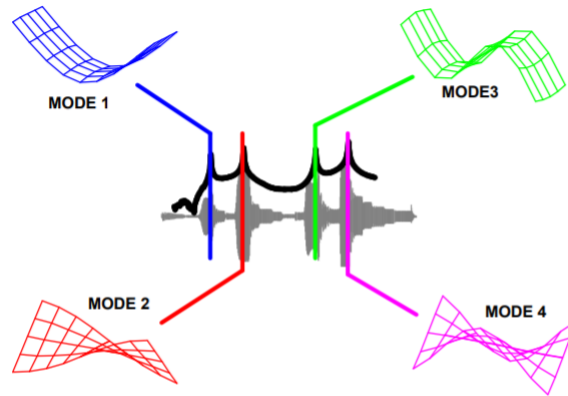


Figure I.16. Modes de vibration d'une plaque (*Avitabile, 2001*)

A chacune de ces fréquences correspond une déformée modale. La figure I.16 illustre les différents modes propres d'une plaque en fonction de la fréquence d'excitation. Ces déformées modales peuvent être identifiées grâce à un vibromètre laser, une fibre optique ou en plaçant sur la structure une série d'accéléromètres correctement distribués.

L'amortissement de la structure peut être identifié par différentes techniques. Dans le cadre de cette thèse, le taux d'amortissement sera déterminé par régression linéaire.

Supposons que le signal étudié présente n maxima successifs, nous calculons le logarithme y_n de ces valeurs. Par la suite, nous déterminons la droite d'équation $y_i = a \times t_i + b$ qui décrit ces valeurs par la méthode des moindres carrés.

Cette méthode consiste à trouver le couple (a, b) qui minimise E tel que :

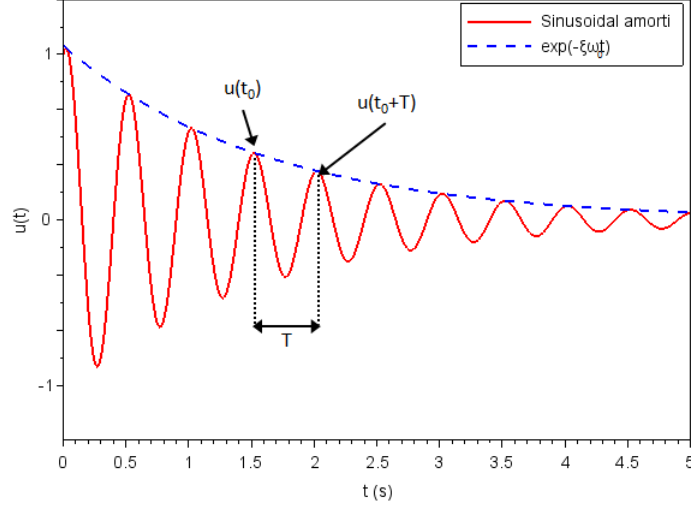


Figure I.17. Exemple de transitoire et courbe enveloppe

$$E = \sum_{i=0}^n (y_i - (a \times t_i + b))^2 \quad (\text{I.29})$$

Les valeurs a et b sont :

$$\begin{cases} a = \frac{\sum_{i=0}^n (t_i - \bar{t})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=0}^n (y_i - \bar{y})^2}, \\ b = \bar{y} - a\bar{t}. \end{cases} \quad (\text{I.30})$$

avec $\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n y_i$ et $\bar{t} = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n t_i$.

La figure I.17 montre que la fonction enveloppe des maxima du signal est $e^{-\omega_0 \xi t}$ (voir Section I.8.1.1). En appliquant la fonction logarithme, nous obtenons la pente a de la droite de régression qui vérifie :

$$-\omega_0 \xi = -\frac{2\pi}{T} \xi = a, \quad (\text{I.31})$$

Le taux d'amortissement du signal est alors déduit de l'équation (I.32) :

$$\xi = -\frac{a \times T}{2\pi}. \quad (\text{I.32})$$

I.8.2 Développement de capteurs

La section I.8.1.2 nous a permis de montrer que la fréquence de vibration d'un poutre diminue avec sa longueur libre. En se basant sur ce principe, des capteurs d'affouillement ont été déve-

loppés. Ces tiges, instrumentées d'une technologie de mesure de fréquence (exemples capteurs fibre optique, piézoélectrique, accéléromètres ...), sont placées autour de la pile comme expliqué sur la figure I.18. L'érosion du sol autour de la pile engendre la variation de la hauteur hors-sol du capteur, et par conséquent de sa fréquence de vibration. En corrélant la réponse vibratoire de la tige à sa hauteur libre, la profondeur d'affouillement autour de la pile peut être déterminée.

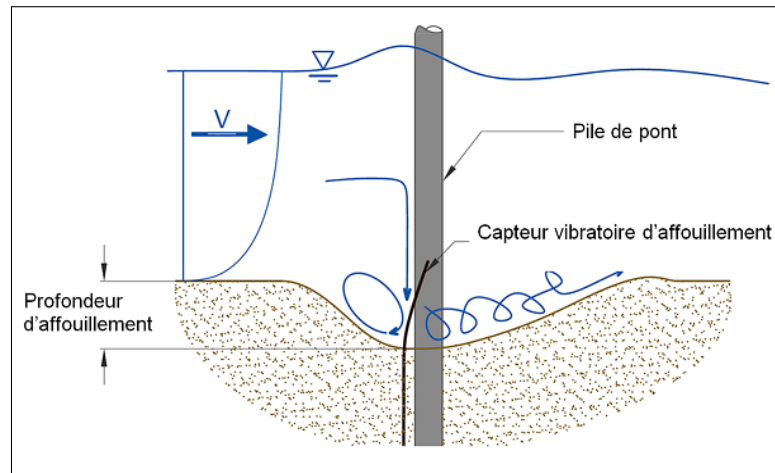


Figure I.18. Principe de suivi d'affouillement au droit des piles par tige instrumentée (Azhari & Loh, 2017)

I.8.2.1 Tige instrumentée d'un capteur fibre optique

Zarafshan et al. (2012) a proposé un capteur d'affouillement de ce type. Pour mesurer la première fréquence propre f du capteur, ce dernier a été instrumenté à l'aide d'une fibre optique à réseaux de Bragg (FBG).

Un modèle numérique a été développé afin de corrélérer la fréquence de vibration f de la tige à la profondeur d'affouillement. Le capteur a été modélisé par une poutre et le sol par une série de ressorts linéaires élastiques de raideur k^* (N.m) (Winkler, 1867). La progression de l'affouillement a été prise en compte par la suppression progressive des ressorts. Pour une tige (géométrie et matériau connus) et une longueur enfouie données, des courbes de calibration g tel que : $f = g(k^*)$, ont été développées pour différentes valeurs de k^* (Figure I.19) en utilisant le modèle numérique.

En pratique, pour déterminer la profondeur d'affouillement, le capteur est placé sur site avec une hauteur enfouie donnée. En fonction de la fréquence f mesurée et en utilisant les courbes de calibration (Figure I.19), la valeur de k^* peut être déterminée.

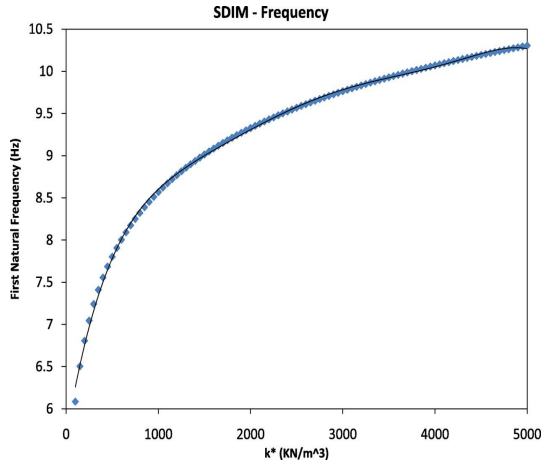


Figure I.19. Variation de la première fréquence avec la raideur k^* (Zarafshan et al., 2012)

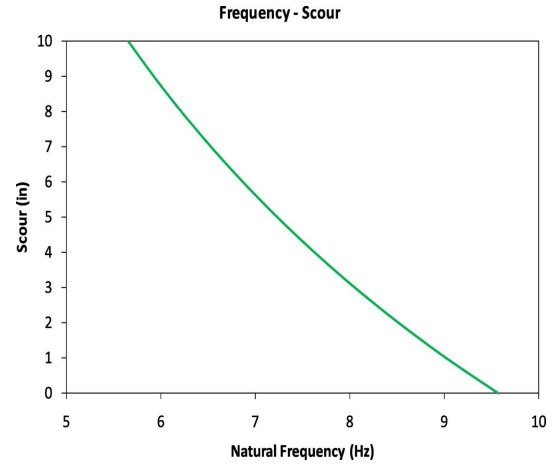


Figure I.20. Variation de l'affouillement avec la fréquence du capteur (Zarafshan et al., 2012)

Par la suite, le modèle numérique est utilisé pour prédire l'évolution de la fréquence f du capteur avec l'affouillement. Les ressorts sont éliminés progressivement et la fréquence f du capteur est calculée pour différentes profondeurs d'affouillement. Ainsi, des courbes Profondeur d'affouillement-Fréquence du capteur, illustrées figure en I.20 peuvent être extraites et permettent de lier la profondeur d'affouillement à la fréquence de vibration de la tige.

Le principe de calibration du capteur a tout d'abord été validé au laboratoire en utilisant un sable saturé, puis en condition immergée en canal hydraulique. Par la suite, le capteur a été testé sur deux sites différents : un pont à une travée et un pont à trois travées. Les auteurs (Zarafshan et al., 2012) n'ont cependant pas confronté les valeurs d'affouillement mesurées par le capteur aux valeurs d'affouillement réelles ou mesurées par d'autres instruments de mesure, ce qui aurait permis d'évaluer la précision de la technique et de la méthode de calibration.

I.8.2.2 Tige instrumentée d'un capteur piézoélectrique

Les travaux très récents de Azhari & Loh (2017) ont permis de développer un nouveau capteur dynamique d'affouillement en utilisant la technologie piézoélectrique. La fréquence de la tige est dans ce cas calculée en effectuant une transformée de Fourier rapide (FFT) de la variation dans le temps du voltage enregistré par le capteur piézoélectrique.

La technologie de mesure piézoélectrique a d'abord été validée dans la configuration console dans l'air puis en immergé afin de vérifier la précision de mesure de la fréquence en utilisant une excitation par chocs. Afin d'évaluer la capacité de mesure du capteur avec des excitations

plus réalistes, des essais similaires ont été reproduits en canal hydraulique. Dans ce cas, le capteur a été mis en vibration par l'écoulement.

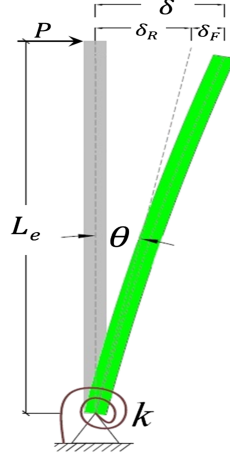


Figure I.21. Modèle simplifié de calibration du capteur d'affouillement (Azhari & Loh, 2017)

Afin de lier la fréquence de vibration du capteur à la profondeur d'affouillement, un modèle simplifié a été mis en place (Figure I.21). Le capteur a été modélisé par une poutre de longueur L_e correspondant à la longueur hors sol du capteur. Le sol a été modélisé par un ressort rotationnel de raideur k (N.m/rad).

La valeur de k a été déterminée par des essais de chargement statique. Le capteur a été chargé latéralement par un effort P et son déplacement en tête L_e a été mesuré. Le mouvement du capteur vérifie alors le système d'équations (I.33) :

$$\begin{cases} M = PL_e \\ \theta = (\delta - \frac{PL_e^3}{3EI})/L_e, \end{cases} \quad (\text{I.33})$$

avec M le moment créé par l'effort P , δ le déplacement en tête du capteur, θ l'angle de rotation et E et I le module d'Young et l'inertie du capteur respectivement. La raideur du ressort modélisant le sol peut par la suite être calculée en utilisant l'équation (I.34) :

$$k = \frac{M}{\theta}. \quad (\text{I.34})$$

Cette technique de calibration a été validée grâce à des essais à petite échelle en canal hydraulique.

L'affouillement autour d'une pile de 7.5cm de diamètre a été mesuré grâce à 12 capteurs disposés comme indiquée sur la figure I.22 (a). Les profondeurs enregistrées par les différents

capteurs ont permis de déterminer la topographie complète de la fosse d'affouillement mais également de la zone de dépôt (Figure I.22 (b)). L'étude a également montré que la position optimale du capteur est la position S4, c'est à dire sur le côté de la pile, car la profondeur d'affouillement mesurée par le capteur à cette position est la plus proche de la valeur observée. Aucun test sur site n'a été effectué dans le cadre de cette étude.

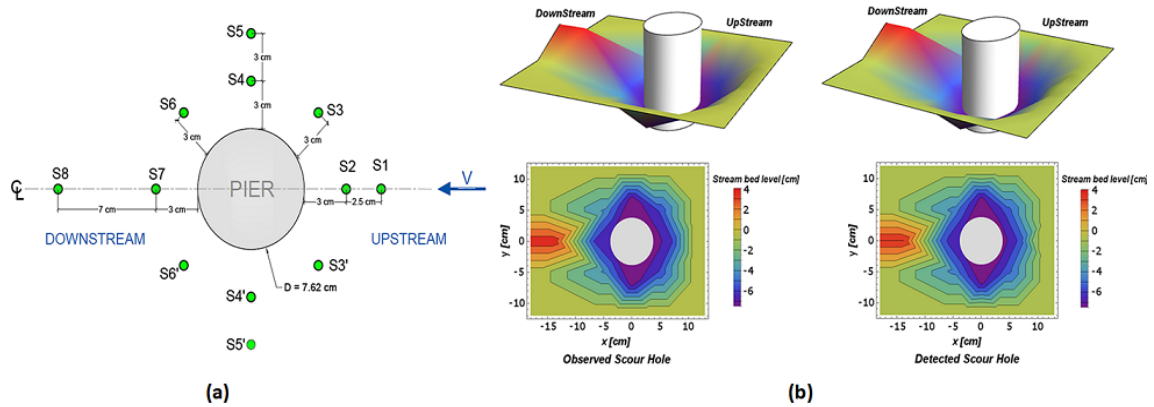


Figure I.22. (a) Disposition des capteurs autour de la pile; (b) Topographie de la fosse d'affouillement enregistrée par les capteurs (Azhari & Loh, 2017)

I.8.3 Étude de la réponse dynamique de la structure

I.8.3.1 Études expérimentales en laboratoire et sur site

Plusieurs auteurs ont examiné expérimentalement, en laboratoire ou sur site, l'effet de l'affouillement sur la réponse vibratoire des structures. Ces études sont présentées ci-dessous suivant l'ordre chronologique.

Les chercheurs japonais Shinoda & Haya (2008) ont été les pionniers à utiliser la réponse vibratoire des piles pour évaluer l'état des fondations des ponts ferroviaires. Sur site, une pile est mise en vibration par impact avec un boulet de fer (Figure I.23) afin de mesurer sa première fréquence propre grâce à un accéléromètre placé en tête de pile.

La fréquence mesurée est par la suite comparée à la fréquence théorique de la pile, calculée avec des formules empiriques. Par exemple, dans le cas des ponts supportés par des caissons, la fréquence théorique est calculée par l'équation (I.35) :

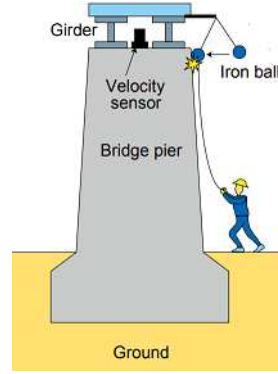


Figure I.23. Essai de percussion (Shinoda & Haya, 2008).

$$f_{theorique} = 11,83 \times \frac{N^{0,184}}{W^{0,285} \times H^{0,059}}, \quad (I.35)$$

où N valeur du test standard de pénétration du sol, W est le poids de la superstructure et H est la hauteur de la pile.

La variation de la fréquence mesurée de la pile, par rapport à la fréquence théorique, permet de détecter l'endommagement des fondations de l'ouvrage. En effet, selon les normes japonaises de conception (RTRI design code), si le ratio de la fréquence mesurée sur la fréquence théorique est inférieure à 0,7, le pont doit être renforcé.

Le lien entre la variation de fréquence propre et la profondeur d'affouillement ne sera mis en évidence qu'avec les travaux de Samizo et al. (2010). L'utilisation de l'excitation ambiante, plutôt que des essais d'impact, pour suivre l'évolution de l'affouillement a été examinée. Des essais de vibration de pile sous excitation ambiante ont montré que la fréquence propre diminue avec l'affouillement.

L'influence de l'eau sur la fréquence propre a également été étudiée. La variation du ratio de la fréquence ambiante sur la fréquence par impact r_{ai} , avec le ratio de la hauteur d'eau sur la hauteur de la pile r_{eau} pour trois piles de ponts (2P, 3P et 5P) est présentée figure I.24. Les résultats montrent que le ratio r_{ai} converge vers 1 pour des hauteurs d'eau importantes. De ce fait, Samizo et al. (2010) recommandent d'identifier la fréquence propre de la pile sous excitation ambiante quand le niveau d'eau est élevé afin d'éviter les fluctuations.

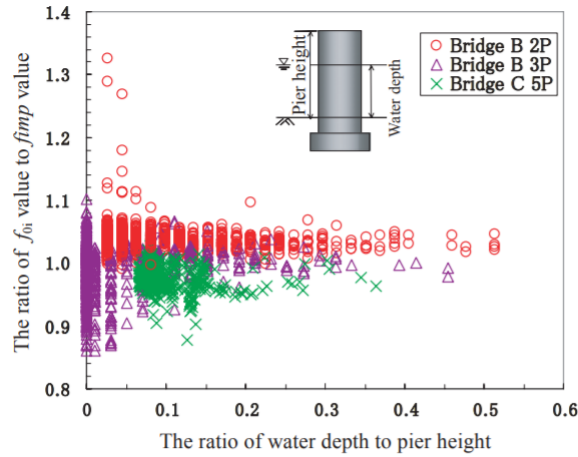


Figure I.24. Effet de r_{eau} sur le ratio de fréquence r_{ai} (Samizo et al., 2010)

Inspiré de la démarche japonaise, Briaud et al. (2011) a mené une étude sur un modèle réduit de pont en canal hydraulique. Le pont est composé d'une pile et deux travées appuyées sur le bord du canal. Deux types de piles ont été testées : pile avec fondation "superficielle" et pile avec fondation profonde (Figure I.25). Les deux piles ont été partiellement enfouies de 30cm et 45cm respectivement dans un sable siliceux. L'affouillement a été généré par l'augmentation progressive de la vitesse d'écoulement. La réponse vibratoire de la pile, induite par impact de marteau sur le tablier, a été enregistrée avec un accéléromètre placé en tête de pile. Les signaux obtenus ont été analysés par FFT.

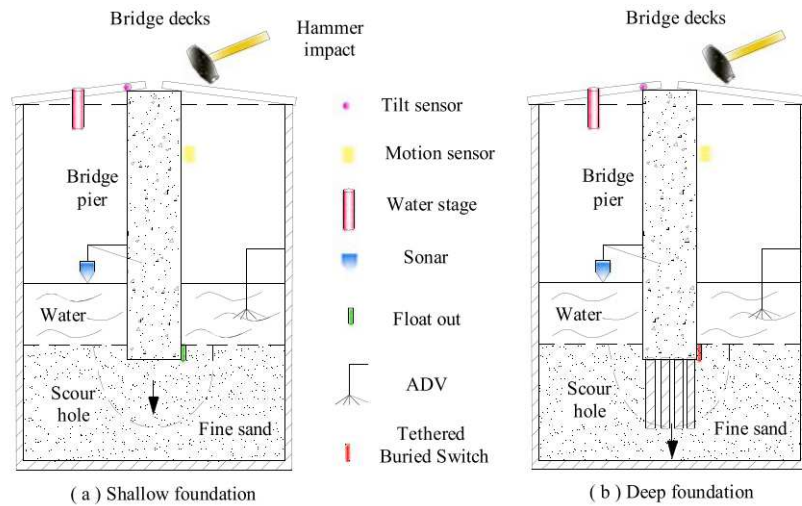


Figure I.25. Schéma du montage expérimentale (a) fondation superficielle, (b) fondation profonde (Bao & Liu, 2017)

La figure I.26 montre l'évolution des trois premières fréquences propres de pile avec fondation "superficielle" dans le sens de l'écoulement. Ces résultats montrent que les trois premières

fréquences propres diminuent à partir de $t = 3,5h$, le moment d'initiation de l'affouillement.

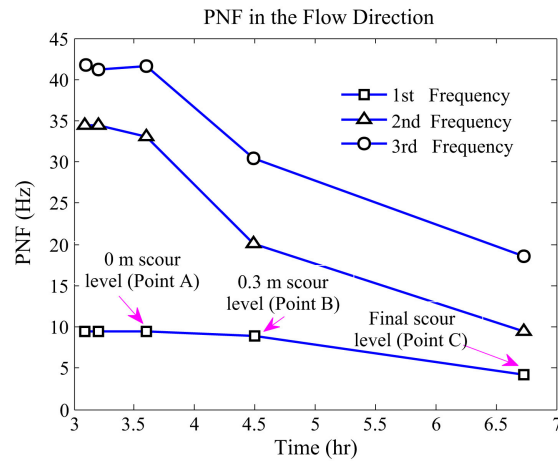


Figure 1.26. Évolution des trois premières fréquences de la pile avec le temps (PNF : Predominant natural frequency) (Bao & Liu, 2017)

Dans la direction du trafic, les résultats ont montré que les fréquences ne sont pas affectées par l'affouillement. L'évolution de la réponse des piles pour les fondations profondes n'a pas pu être déterminée lors de ces essais suite à l'effondrement du modèle réduit du pont.

Suite au succès du suivi vibratoire de l'affouillement sur le modèle réduit, deux ponts ont été instrumentés. Les accéléromètres, contrairement aux résultats en laboratoire, n'ont pas permis de suivre l'évolution de l'affouillement suite à de nombreux problèmes notamment la faible sollicitation due au trafic, faible rapport signal/bruit et l'importante énergie nécessaire pour transmettre les données de l'accéléromètre. Cette étude a conclu que l'utilisation des accéléromètres sur site pour détecter les affouillements est prometteuse mais nécessite davantage de recherche.

Les études précédentes ont examiné l'effet de l'affouillement sur les fréquences propres de la structure uniquement. Le recours à d'autres caractéristiques modales, à savoir les déformées modales, a été examiné par Foti & Sabia (2011). Un pont composé de cinq travées et reposant sur quatre piles placées dans le cours d'eau a été étudié.

Après des inondations en 2000, la pile (2) (au centre de la photographie de la figure I.27) a subi un affouillement de 6 m. Cette pile a alors été renforcée (Figure I.27). L'effet de l'affouillement sur la réponse vibratoire du pont, avant et après le renforcement de la pile (2), a été examiné en utilisant deux approches.



Figure I.27. Le pont avant renforcement (1) et après renforcement (2)

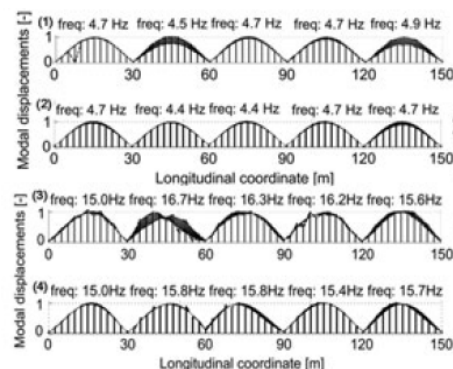


Figure I.28. Déformées modales avant et après renforcement du premier mode (1-2) et du troisième mode (3-4)

La première approche consiste à comparer les déformées modales et des fréquences propres correspondantes des différentes travées. Les résultats, présentés figure I.28, ont montré que la travée supportée par la pile (2), comparée aux autres travées, présente des modes de vibrations anormaux et des fréquences propres plus faibles pour les premier et troisième modes de vibration avant renforcement. Le renforcement de la pile (2) a permis l'obtention de déformées modales et de fréquences normales.

En deuxième approche, la réponse dynamique de la pile (2), a été directement étudiée à l'aide de douze accéléromètres placés sur le radier de la fondation avant et après le renforcement. Trois essais de vibrations sous excitation induite par trois types de poids lourds ont été réalisés. Les termes diagonaux de la matrice de covariance des signaux des trois essais pour chaque capteur avant et après renforcement de la pile sont présentés figure I.29.

Ces résultats montrent qu'avant le renforcement de la pile (2), la valeur des variances est importante. Après renforcement, la valeur de la variance est redevenue indépendante de la position du capteur. Ces résultats montrent que la variance est également un indicateur de l'état d'affouillement des fondations.

Les études présentées ci-dessus montrent qu'il est possible de détecter la présence de l'affouillement et de suivre **qualitativement** son évolution grâce au suivi dynamique soit des piles soit des travées de l'ouvrage. Toutefois, la corrélation entre la fréquence et la profondeur de l'affouillement n'a pas été étudiée.

Prendergast et al. (2013) a développé un modèle numérique (voir Section I.8.3.2) permettant

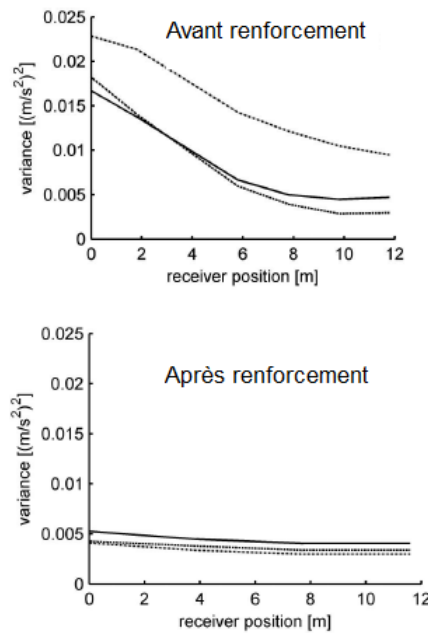


Figure I.29. Résultats expérimentaux de la réponse dynamique de la pile (2) pour les trois essais de vibration avant et après renforcement (Foti & Sabia, 2011)

de quantifier la profondeur d'affouillement en fonction de la fréquence mesurée de la pile. Ce modèle a été validé à l'aide de données d'essais expérimentaux en laboratoire et sur site. Dans un premier temps, un pieu instrumenté d'un accéléromètre en tête a été placé dans un massif de sable. L'affouillement a été généré par le prélèvement progressif d'une couche de sable de 50 mm d'épaisseur. Pour chaque profondeur d'affouillement, le pieu a été sollicité par choc et sa réponse transitoire enregistrée. La première fréquence propre a été calculée par la suite en utilisant une transformée de Fourier rapide (FFT).

Les résultats des essais ont montré que la fréquence propre du pieu diminue avec l'augmentation de la profondeur de l'affouillement. Le même protocole a été réalisé pour un pieu de 8.76 m de long et les résultats sur site ont confirmé ce constat. L'effet de l'eau sur la réponse vibratoire de différentes géométries de poutres consoles a également été examiné. La comparaison des fréquences dans l'air et dans l'eau a montré que plus la poutre est rigide, plus l'effet de l'eau sur la fréquence est négligeable.

Ainsi, Prendergast et al. (2013) conclut que compte tenu de la rigidité des piles de pont, l'effet de l'interaction fluide-structure peut être négligé. Une étude de Lin et al. (2013) a également montré que la variation de la hauteur d'eau a peu d'influence sur la fréquence d'un modèle réduit de pile partiellement enfouie dans le sol (Figure I.30).

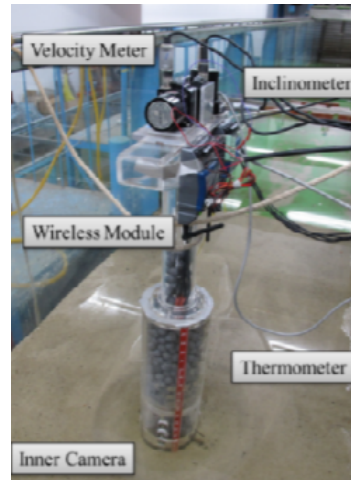


Figure 1.30. Montage expérimental du modèle réduit de la pile en canal ([Lin et al., 2013](#))

Ainsi, [Lin et al. \(2013\)](#) ont montré expérimentalement qu'une relation de la forme :

$$f = a \times d_s^2 + b \times d_s + c, \quad (\text{I.36})$$

(où f la première fréquence de la pile, d_s la profondeur d'affouillement et a , b et c sont des constantes à déterminer à partir de trois couples (f, d_s) obtenus expérimentalement) permet de lier la variation de la fréquence de vibration de la pile à la profondeur d'affouillement.

Bilan

L'ensemble des études présentées précédemment sont brièvement résumées dans le tableau [I.6](#)

Auteurs	Composants étudiés	Sol	Excitation	Grandeurs suivies	Effet de l'eau
Shinoda & Haya	Pile (in situ)	-	Forcée	Fréquences	Non
Samizo et al.	Pile (in situ)	-	Ambiant	Fréquences	Oui
Briaud et al.	Pile (en labo)	Sable	Ambiant/Forcé	Fréquences	Non
Foti & Sabia	Pile et travée (in situ)	Limon+argile	Ambiant	Fréquences + Déformées	Non
Prendergast et al.	Pieu (en labo+in situ)	Sable	Forcée	Fréquences	Oui
Lin et al.	Pile (en labo)	-	Ambiant	Fréquences	Oui

Tableau I.6. Bilan des études expérimentales sur site et en laboratoire

I.8.3.2 Étude numérique

L'effet de l'affouillement sur la réponse dynamique des structures a également été étudié numériquement. Afin de valider les différentes modélisations, les résultats numériques ont été confrontés aux résultats expérimentaux en laboratoire ou sur site.

Briaud et al. (2011) ont développé un modèle éléments finis 3D afin d'examiner l'effet de l'affouillement sur les fréquences propres de la structure. Similaire à l'étude expérimentale (Section I.8.3.1), deux types de fondations (superficielle et profonde) ont été modélisés. L'ensemble des paramètres du modèle, à savoir les propriétés de la structure et du sol, a été mesuré au laboratoire ou fixé suivant les indications constructeurs.

Le sol a été modélisé par un bloc en 3D. Les surfaces latérales et la base du sol ont été encastrees. L'interaction sol-structure (ISS) a été prise en compte par des ressorts normaux aux surfaces et nœuds en contact. La prise en compte de l'affouillement a été réalisée par le changement du contour du maillage du sol autour de la pile. L'affouillement a été incrémenté de 0.1 m à chaque simulation, ce qui correspond à des enfoncements de la pile de 0.3, 0.2, 0.1 et 0 m. Les premières fréquences propres dans la direction de l'écoulement (perpendiculaire aux travées) et dans le sens du trafic (parallèle aux travées) du système ont été obtenues directement par analyse modale.

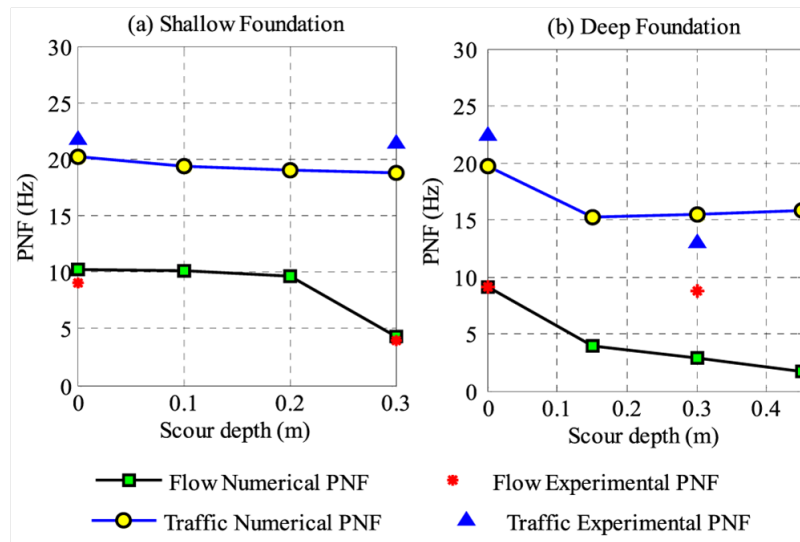


Figure I.31. Variation de la première fréquence PNF avec la profondeur d'affouillement pour le cas de (a) fondation superficielle, (b) fondation profonde (flow direction (transversal), traffic direction (longitudinal)) (Briaud et al., 2011)

Les résultats numériques, figure I.31, montrent que pour le deux types de fondations, les premières fréquences dans la direction de l'écoulement diminuent avec l'affouillement. A contrario, les premières fréquences dans le sens du trafic sont peu sensibles à l'affouillement ce qui confirment les observations expérimentales. Les résultats montrent également que les résultats numériques sont proches des résultats expérimentaux ce qui semble valider les hypothèses du modèle. Il convient de noter que l'effet de l'eau n'a pas été pris en compte dans la modélisation et que le sol a été supposé saturé.

Foti & Sabia (2011) ont développé un modèle numérique pour évaluer la sensibilité de la réponse dynamique de la structure à l'affouillement. Seule une pile et deux travées ont été modélisées.

Le sol a été modélisé par des ressorts horizontaux et verticaux élastiques linéaires indépendants. L'affouillement a été pris en compte par la suppression progressive des ressorts de haut en bas. L'analyse modale de la structure avant et après affouillement a montré que les fréquences et modes propres sont sensibles à l'affouillement. Les résultats expérimentaux présentés dans la Section I.8.3.1 ont permis de valider les résultats numériques.

Prendergast et al. (2013) a développé un modèle numérique simple afin de corrélérer la profondeur d'affouillement à la fréquence propre d'un pieu isolé. Pour les deux essais, sur site et en laboratoire, présentés dans la Section I.8.3.1, le pieu a été modélisé par des éléments poutres et le sol par des ressorts horizontaux élastiques linéaires indépendants. Pour tenir compte de l'affouillement, les ressorts ont été progressivement supprimés. Une attention particulière a été portée à la détermination de la raideur des ressorts. Pour l'essai en laboratoire, la formule du code américain de conception et de dimensionnement des fondations API (RP2A, 2007) a été utilisée.

La comparaison des résultats numériques et expérimentaux, figure I.32, a montré que cette méthode sous-estime la rigidité du sol. Cela s'explique par le fait que cette formule suppose une croissance linéaire de la raideur des ressorts avec la profondeur. Or, le sol utilisé en laboratoire a été compacté par couche lors de la préparation de l'essai, ce qui a engendré une augmentation de sa densité et de la contrainte latérale. Ainsi, un profil uniforme de raideur est plus adéquate comme le montre les résultats figure I.32.

Pour l'essai in situ, deux techniques géotechniques : l'essai de pénétration à cône (CPT) et

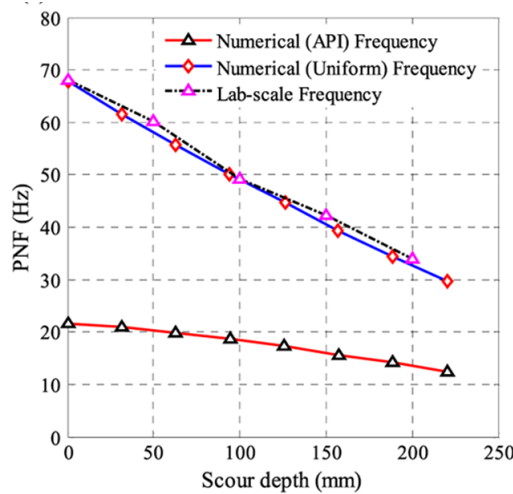


Figure I.32. en laboratoire

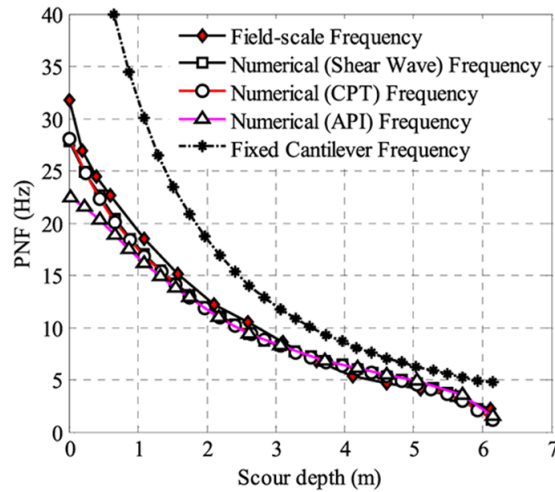


Figure I.33. sur site

Figure I.34. Variation de la première fréquence expérimental et numérique avec la profondeur d'affouillement en laboratoire et in situ (Prendergast et al., 2013)

la technique d'analyse multi-canal des ondes de surfaces (Shear Wave), ont été utilisées pour déterminer la rigidité à petites déformations G_0 du sol et par la suite la raideur des ressorts.

Les résultats numériques, issus des différentes techniques (Shear Wave, API, CPT), ont été comparés aux résultats expérimentaux sur site. Les résultats figure I.33 montrent que la technique API a tendance à sous-estimer la rigidité des couches superficielles.

Cette étude a montré qu'il est possible de mettre en place un modèle numérique simple pour corréler la profondeur d'affouillement à la première fréquence de vibration d'un pieu isolé à condition qu'une attention particulière soit portée à la détermination de la rigidité des ressorts modélisant le sol.

Prendergast et al. (2013) a permis de mettre en avant les difficultés liées à la prise en compte de l'interaction sol-structure (ISS) dans le développement de modèle numérique, capable de corréler la variation de réponse fréquence propre d'un pieu isolé à la profondeur d'affouillement.

Pour des ouvrages réels, la prise en compte adéquate de l'interaction entre les différents composants du pont (tablier, pile, appuis, culée, câbles ...) en plus de l'interaction sol-structure (ISS) et fluide-structure (IFS) lors du développement de modèle numérique prédictif est une tâche ardue. L'étude de Chen et al. (2014) a mis l'accent sur quelques-unes de ces difficultés et la manière pour y remédier. Un modèle numérique a été mis en place afin de corréler la

profondeur d'affouillement aux fréquences de vibration ambiantes d'un pont à haubans (Figure I.35). Ce pont ayant trois principaux appuis : une culée A1, un pylône central P1 et une pile P2, a été progressivement modélisé.

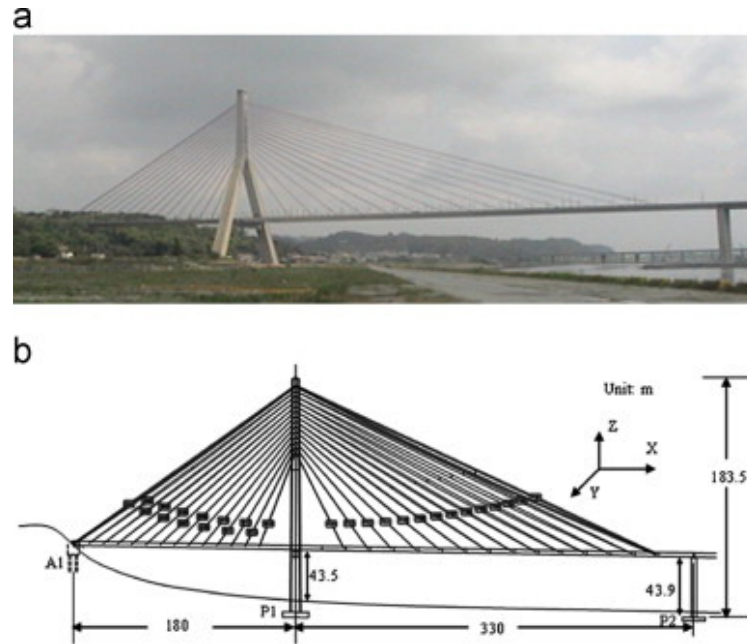


Figure I.35. Pont à haubans étudié (a) photographie (b) Schémas détaillé (Chen et al., 2014)

Tout d'abord, un modèle simplifié négligeant A1 et P2 a été développé (Figure I.36). Des mesures de fréquences sous excitation ambiante in-situ ont permis de fixer les conditions limites d'appuis adéquates. Par la suite, la pile P2 a été modélisée (Figure I.37) et la raideur des ressorts modélisant le sol a été ajustée en tenant compte de l'existence d'un dépôt de sol autour de la pile P1 et des fréquences mesurées expérimentalement. Enfin, la profondeur d'affouillement autour de la pile P2 a été estimée de manière à retrouver les fréquences expérimentales mesurées au niveau de la pile sur site. Cette valeur numérique de l'affouillement a été vérifiée par des mesures sur site.

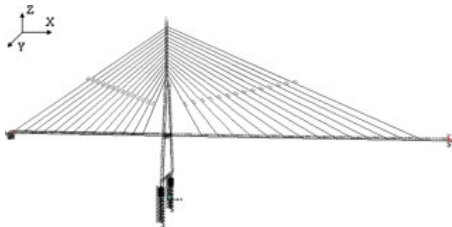


Figure I.36. Modèle numérique sans la pile P2
Chen et al. (2014)

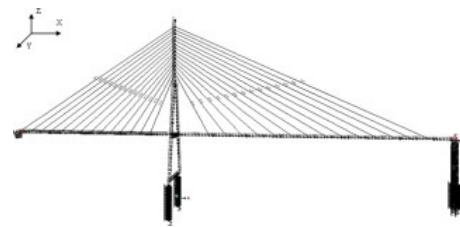


Figure I.37. Modèle numérique avec la pile P2
Chen et al. (2014)

Cette étude a permis de mettre en place une méthodologie afin d'estimer la profondeur d'affouillement grâce à des mesures de fréquences ambiantes pour des ouvrages similaires. Pour des ouvrages présentant un grand nombre de piles, cette méthodologie ne semble pas être simple à appliquer.

Dans les modèles numériques précédents, seule l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse dynamique de l'ouvrage a été examinée. L'interaction fluide-structure (IFS) a généralement été négligée. Les travaux de [Ju \(2013\)](#) ont permis d'examiner l'effet de IFS sur les fréquences propres d'un pont. Pour ce faire, un modèle 3D a été développé en modélisant l'ouvrage en détails, le sol ainsi que le fluide. Ce modèle a été validé en comparant la première fréquence numérique à celle mesurée sur site.

Les résultats, présentés figure [I.38](#), montre que la prise en compte de l'IFS engendre une diminution de la première fréquence du pont dans les directions longitudinale et transversale, toutefois cette variation reste très faible. ([Ju, 2013](#)) conclut que l'effet de l'IFS peut être négligé lors du calcul de la réponse dynamique de l'ouvrage. Ces résultats sont en accord avec les essais à petite échelles de [Prendergast et al. \(2013\)](#); [Lin et al. \(2013\)](#).

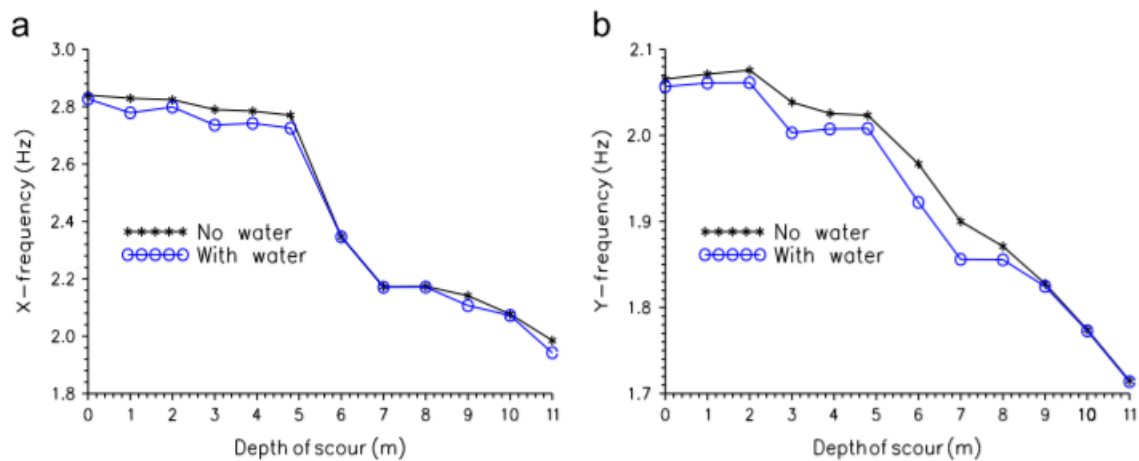


Figure I.38. Variation de la première fréquence avec la profondeur d'affouillement, (a) dans la direction longitudinale et (b) dans la direction transversale ([Ju, 2013](#))

Bilan 2

L'ensemble des études numériques est brièvement résumé dans le tableau suivant :

Auteurs	Éléments modélisés	ISS	IFS
Briaud et al.	Pile et deux travées en laboratoire	Sol-Pile (3D)	Non
Foti & Sabia	Pile et deux travées in situ	Poutre-ressorts	Non
Prendergast et al.	Pieu isolé en laboratoire et in-situ	Poutre-ressorts	Non
Chen et al.	Pont in-situ	Poutre-ressort	Non
Ju	Pont in-situ	Sol-Pile (3D)	Oui

Tableau I.7. Bilan des études numériques

I.9 Conclusions et discussion

L'affouillement autour des fondations des ouvrages d'art en milieux fluviaux est inévitable. Les mécanismes et l'évolution temporelle de ce phénomène complexe dépendent de nombreux paramètres géotechniques, hydrauliques et structuraux. Ce risque hydraulique est à l'origine de nombreuses défaillances structurelles observées et peut, dans certains cas, engendrer la ruine complète de l'ouvrage.

Pour aider les ingénieurs dans leur choix de conception, de nombreuses formules empiriques ont été développées pour estimer la profondeur d'affouillement à l'équilibre, que subira l'ouvrage. Ces équations tiennent compte des caractéristiques hydrauliques et géotechniques du cours d'eau et de la géométrie de l'ouvrage. Cependant, de nombreuses limitations font que ces formules ne permettent pas de répondre à toutes les problématiques .

En outre, différents instruments de mesure ont été développés afin de suivre l'évolution de l'affouillement au cours de la vie de l'ouvrage. Ces outils ont des domaines de déploiement restreints et présentent de nombreux inconvénients. Le suivi dynamique se présente alors comme une alternative très prometteuse aux deux approches précédentes.

Les travaux de recherche des dix dernières années ont permis de proposer différentes approches quant à l'utilisation de cette technique. Ces approches ont été testées en laboratoire, sur site ou grâce au développement de modèles numériques. Cependant, cette technique d'instrumentation, étant encore aux premiers stades de recherche, comporte plusieurs lacunes.

Tout d'abord, dans la plupart des études citées précédemment, la profondeur d'affouillement a

rarement été estimée grâce aux mesures dynamiques. Les travaux de [Prendergast et al. \(2013\)](#) ont permis de mettre en place un modèle numérique simple pour corréler la fréquence de vibration d'un pieu isolé à la profondeur d'affouillement. Toutefois, une "bonne" calibration du modèle suppose la connaissance au préalable des propriétés mécaniques du sol, ce qui est rarement le cas pour les ouvrages anciennement construits en France. De plus, la fréquence d'une pile réelle, dépend également de la nature du contact avec le tablier, non pris en compte dans cette étude ([Prendergast et al., 2013](#)). Ceci rend le développement d'un modèle numérique prédictif de l'évolution de la fréquence avec l'affouillement, en tenant compte de l'ensemble de la structure, une tâche très difficile. L'utilisation de capteur dynamique d'affouillement ([Zarafshan et al., 2012](#); [Azhari & Loh, 2017](#)) permet alors de réduire la difficulté et d'isoler uniquement l'effet de l'affouillement sur la réponse dynamique du capteur.

Par conséquent, nous avons mené une étude de faisabilité d'un nouveau capteur dynamique d'affouillement, présenté dans le chapitre II. [Zarafshan et al. \(2012\)](#) a développé un modèle numérique poutre-ressort pour calibrer le capteur. Cependant, ce besoin constant à la modélisation est un frein à l'utilisation de cet instrument par les gestionnaires de parc d'ouvrages. Il paraît alors nécessaire de proposer une nouvelle méthode pratique pour estimer, rapidement et avec une précision suffisante, la profondeur d'affouillement en fonction de la fréquence de vibration du capteur. Nous avons alors proposé un modèle simplifié de poutre équivalente comme technique de calibration.

Un autre point encore ambigu est l'effet de la nature/raideur du sol sur la réponse dynamique du capteur. La revue de l'état de l'art a révélé en effet que la majorité des essais dynamiques ont été réalisés dans du sable (Tableau I.6). De plus, des résultats numériques, rapportés dans une revue récente de l'état de l'art ([Bao & Liu, 2017](#)), montrent que l'effet de la raideur du sol sur la réponse dynamique n'est pas claire. D'une part, les résultats des simulations numériques de [Huang et al. \(2012\)](#) (Figure I.39 (a)) montrent que le module du sol a peu d'influence sur la fréquence de vibration. D'autre part, les résultats de Zhang montrent (Figure I.39 (b)) que la fréquence de vibration est fortement influencée par le module du sol.

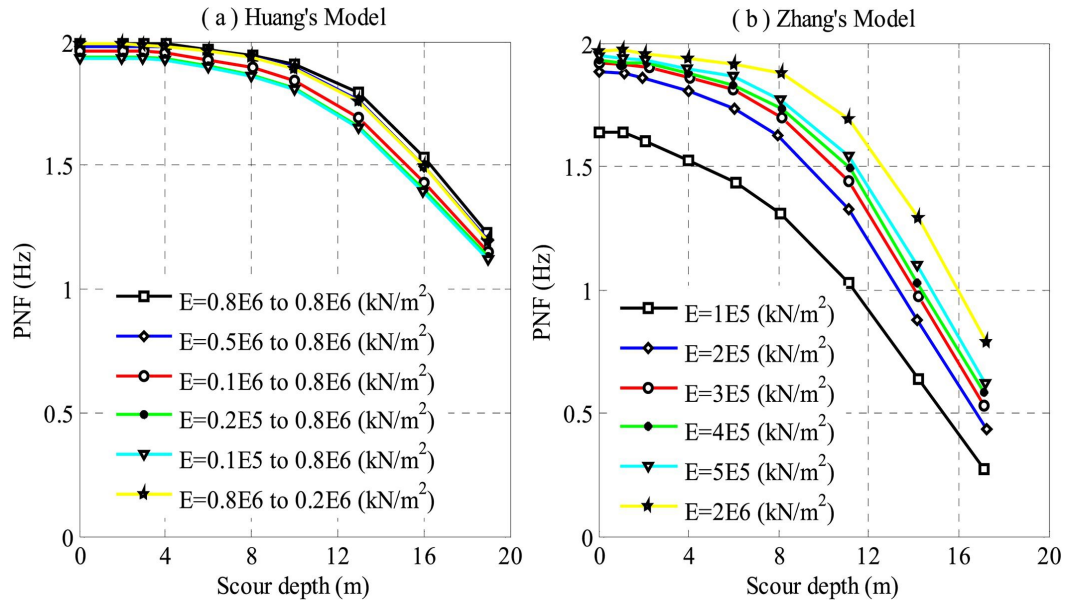


Figure 1.39. Comparaison des résultats des modèles numériques de (a) Huang and (b) Zhang de la variation de la fréquence avec module du sol (Bao & Liu, 2017)

Afin d'éclairer sur l'effet de la nature du sol sur la fréquence de vibration, nous avons testé le capteur développé dans deux types de sol : cohésif et non-cohésif.

De plus, nous avons réalisé une caractérisation plus fine de l'interaction sol-structure dans le Chapitre III. La raideur du sol a été évaluée grâce à des essais de chargements statiques et à une formulation théorique du problème. L'effet de l'affouillement sur la réponse statique du capteur a également été mis en avant dans ce chapitre.

Nous nous sommes ensuite intéressés au suivi dynamique des piles de pont. Les mécanismes d'interaction sol-structure, mis en jeu dans le cas de piles rigides ou courtes, ainsi que l'interaction pile-tablier (Tableau I.6), n'ont pas été élucidés dans les travaux précédents. Par ailleurs, l'influence de la géométrie des piles sur la sensibilité de la fréquence à l'affouillement n'est pas claire.

Le Chapitre IV s'efforce d'apporter des éléments de réponse à ces questions. Pour cela, des modèles réduits de piles ont été testés en canal hydraulique. Un modèle analytique a été développé pour permettre, d'une part de comprendre les mécanismes et paramètres de l'interaction sol-structure dans ce cas. D'autre part, ce modèle permet de lier la fréquence de la pile à la profondeur d'affouillement. Enfin, une configuration pont avec deux piles et une travée a été

testée afin d'évaluer la contribution du tablier à la réponse dynamique de la pile.

Chapitre II

Développement d'un capteur dynamique d'affouillement

Ce chapitre a fait l'objet de deux communications en conférences avec comité de lecture :

- Boujia, N., Schmidt, F., Siegert, D., Van Bang, D. P., and Chevalier, C. (2017). Modeling of a bridge pier subjected to scour. *Procedia engineering*, 199, 2925-2930. (EURO-DYN 10-13 septembre 2017, Rome)
- Boujia, N., Schmidt, Chevalier, C., F., Siegert, D., and Van Bang, D. P. (2017). Bridge scour monitoring technique using the vibratory response of rods embedded in the riverbed. (TRA, 16-19 avril 2018, Vienne).

De plus, il a fait l'objet de deux participations à des journées techniques : JOA (2016) et ROA (2018).

Après une courte introduction, nous reproduisons l'article "Cantilever based model accounting for rod vibration in soil : development of a scour depth sensor" soumis au Geotechnical Testing Journal. Puis, nous présentons des résultats complémentaires. Enfin, une conclusion résume les principaux résultats de ce chapitre.

II.1 Introduction

Ce deuxième chapitre présente une étude de faisabilité du suivi vibratoire de l'affouillement par des tiges instrumentées. Des essais à l'échelle du laboratoire ainsi qu'une modélisation en éléments finis ont permis de répondre aux objectifs suivants :

- Étude de l'effet de l'affouillement sur les caractéristiques modales du capteur (fréquence propre, amortissement et déformée modale),
- Étude de l'effet de la géométrie et du matériau du capteur,
- Étude de l'effet du type de sol,
- Étude de l'effet de l'eau.

À l'issue de ces différentes démarches, un modèle analytique a été proposé afin d'estimer la profondeur d'affouillement en fonction des variations de la fréquence du capteur.

Ce chapitre débute par l'article intitulé "Cantilever based model accounting for rod vibration in soil : development of a scour depth sensor", où nous nous intéressons uniquement à l'évolution de la fréquence propre du capteur avec l'affouillement. Cet article décrit en détail le protocole expérimental, le modèle numérique utilisé ainsi que l'interprétation des résultats obtenus. Enfin, nous introduisons le modèle de *poutre équivalente* qui permet d'estimer la profondeur d'affouillement en fonction de la fréquence du capteur.

A la suite de cet article, nous nous intéressons à l'évolution des deux autres caractéristiques modales -l'amortissement et déformées modales - avec l'affouillement.

Nous terminons le chapitre par une conclusion des principaux résultats, les limites de ce travail et ses perspectives.

Cantilever based model accounting for rod vibration in soil: development of a scour depth sensor

Nissrine Boujia^{a,*}, Franziska Schmidt^{a,*}, Christophe Chevalier^a, Dominique Siegert^a,
Damien Pham Van Bang^b

^a Université Paris Est, Ifsttar, Champs sur Marne, France

^b INRS, Centre Eau Terre Environnement, Québec, QC, G1K 9A9, Canada

Abstract

Local scour is the removal of soil around bridge foundations under the erosive action of flowing water. This hydraulic risk has raised awareness to the need of developing continuous monitoring techniques to estimate scour depth around bridge piers and abutments. One of the emerging techniques is based on monitoring the vibration frequency of either bridge piers or a driven sensor in the riverbed. The sensor proposed in this study falls into the second category. Some unresolved issues are investigated: the effect of the geometry and material of the sensor, the effect of the embedded length and the effect of soil type. To this end, extensive laboratory tests are performed using rods of different materials, with various geometries and lengths. These tests are conducted in both dry sand and a soft clayey soil. Since the sensor will be placed in the riverbed, it is crucial to evaluate the effect of immersed conditions on its response. A numerical 3D finite-element model was developed and compared against experimental data. This model was then used to compute the 'wet' frequencies of the sensor. Finally, based on both the experimental and numerical results, an equivalent cantilever model is proposed to correlate the variation of the frequency of the sensor to the scour depth.

Keywords: Bridge scour, Vibration, Soil-structure interaction, Equivalent cantilever, Monitoring.

*Corresponding authors

E-mail addresses: nissrine.boujia@ifsttar.fr (Nissrine Boujia), franziska.schmidt@ifsttar.fr (Franziska Schmidt).

1. Background

Scour is considered as the main cause of bridge damages [1] and accounts for nearly half of all bridge collapses in the USA [2]. In France, the collapses of the Wilson Bridge in Tours (1978) and the St Louis Bridge on Reunion Island (2007) serve as national examples of damages caused by scour [3]. In order to anticipate this risk, it is important to measure the current scour depth at bridge supports, namely the piers and abutments. On one hand, many empirical formulas are proposed in literature [4, 5, 6, 7]. However, most of them usually lead to an overestimation of its value [5] due to different factors including: scale effect since most of the equations are derived from flume test results, the simplifying hypothesis assumed for both bed material and flow and the difficulty of accurately measuring field data [8]. On the other hand, several monitoring devices already exist and are used in the field such as: float-out devices [9], radar [10, 11], sonar [12], time domain reflectometry [13, 14], magnetic sliding collar [15, 16], electrical conductivity devices [17] and fiber optic [18, 19]. However, those methods have several limitations such as: high sensitivity to noise, difficulties in result interpretations and not being suitable to high sediment concentration conditions. Therefore, recent studies attempt to suggest more accurate and practical monitoring techniques to evaluate scour at bridge foundations. An emergent technique based on the dynamic response of the structure is the main method proposed in this paper.

The principal of this monitoring technique is that scour causes an increase of the exposed length of the scoured structure. Consequently, based on the inverse relation between the fundamental frequency and the length of a cantilever beam, a decrease of the frequency can be correlated to an increase of scour depth [19, 20]. Based on this result, two applications are generally proposed.

[19] proposed to monitor bridge scour by means of rods embedded in the riverbed. Each rod is equipped with a fiber-optic Bragg grating sensor that uses the strain response history in the time domain to identify the fundamental frequency. In order to correlate the first frequency of the sensor to scour depth, a numerical model was developed based on the Winkler model of the soil. Once the rod is placed in the soil, its frequency is used to calculate the stiffness of the springs k used in the model. Then the model can be used to measure the first frequency for different scour depths.

[20] proposed a direct approach, the effect of scour on the first frequency of the pile itself was studied. The experimental laboratory set-up consisted on a pile placed in a block of sand. Scour was simulated with the progressive extraction of a layer of the soil. For every scour depth, an impact was applied and the dynamic response of the pile recorded with an accelerometer placed on the top. The test showed that the first natural frequency decreases with the increase of the depth of the scour hole. The same experimental protocol was applied in situ to a 8.76 m in length pile and showed the same results. To establish a relation between the first frequency and the scour depth, a spring-beam finite element model was developed and validated. Unlike [19] who used the vibration response of the sensor to determine the stiffness of the springs k , [20] used two geotechnical methods: the first one uses the small strain shear modulus G_o determined with in-situ test with Multi-channel analysis of surface waves (MASW) or Cone Penetration Test (CPT) [21] and the second one uses the American Petroleum

Institute design code (API).

Both studies show that the first frequency of piles or sensors decreases with the increase of scour depth. However, the correlation between frequency and scour depth is not direct and requires the use of both a numerical model and experimental data to calibrate the spring stiffness. The present study focuses on the effect of scour on the dynamic response of sensor-rods partially embedded in soil, specifically on the correlation between the variation of the first frequency and the current scour depth. Some unsolved issues are also addressed such as: the effect of the sensor geometry and material, the effect of soil type and the effect of the embedded length.

The paper starts in Section 2 with the description of the laboratory tests performed to assess the effect of scour on the first frequency of different rods in two type of soils. The repeatability of the measurement is evaluated and three important aspects are investigated: the sensitivity to the sensor material and geometry, the sensitivity to the embedded length and the effect of the soil. Then, in Section 3, a 3D numerical model is developed and validated. This model is then used to assess the effect of immersed conditions on the response of the sensor. In Section 4, the main results of this study are outlined and a simple method is proposed to correlate scour depth to the first frequency of an equivalent cantilever. Finally, in Section 5, conclusions and future use of the findings of this study are outlined.

2. Experimental program

The experimental study conducted in the laboratory aims to investigate the feasibility of monitoring scour with rod-sensors. To this end, extensive tests are performed and the following issues are addressed: the effect of scour, the repeatability of the measurement, the effect of the sensor geometry and material, the effect of the embedded length and the effect of soil type.

2.1. Materials used

In order to assess the effect of scour on the first frequency of the sensor, extensive laboratory tests are performed. Five rods having various geometries, lengths and material properties are tested: two circular aluminium rods of 800 mm and 600 mm length named CA-80 and CA-60 respectively, two rectangular aluminium rods of 800 mm and 600 mm length named RA-80 and RA-60 respectively and a circular PVC rod of 800 mm named CP-80. The geometrical and mechanical properties of each rod are summarized in Table 1. The tests are conducted in two type of soils: dry sand and a soft clayey soil. The experimental process in each soil is detailed in the following.

Tested rods	Outer diameter/ Width(mm)	Thickness (mm)	Young modulus (GPa)	Bulk density (kg/m ³)	Flexural rigidity (N.m ²)
CA-80, CA-60	12	1	59	2700	31.1
RA-80, RA-60	19	2	59	2700	0.8
CP-80	20	2	3.5	1425	11.0

Table 1: Geometric and mechanical characteristics of the tested rods

2.2. Experimental procedures

2.2.1. Sandy soil

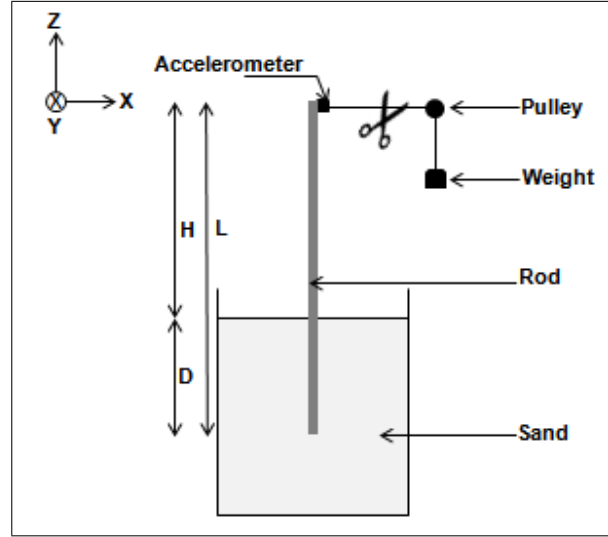


Figure 1: Laboratory set-up in dry sand and definition sketch

The experimental set-up is presented in Figure 1. A tank of 1 m x 1 m x 1 m in width, depth and height respectively is progressively filled with dry sand of Seine until it reaches a height of 0.7 m. Since the Young modulus of the soil E_s is one of the most influencing parameters on the natural frequency of the soil-rod system [22], its value is measured and will be used afterward in the numerical model. For this purpose, a mini-pressuremeter test [23] is conducted to determine the average value of the Ménard modulus E_m . The Young modulus E_s is then calculated using Equation (1) [24].

$$E_s = \frac{E_m}{\alpha} \quad (1)$$

Where α a rheological parameter ($\alpha=1/3$ for sand). The properties of the dry sand used in this study are summarized in Table 2.

D_{50} (mm)	ρ_s (Kg/m ³)	ν_s	E_m (MPa)	E_s (MPa)
0.7	1700	0.3	0.5	1.5

Table 2: Dry sand properties

The sensor is then placed in the soil volume. A thread connects the top of the rod, through a pulley, to a known dead weight. To generate an impulse force of a known amplitude, ensuring similar testing conditions, the thread is cut inducing the vibration

of the sensor in the X direction. An accelerometer having a mass of $m = 41$ g, is placed on the top of the rod since it has been proved to be the optimal location [25]. The accelerometer records the transient dynamic response of the sensor corresponding to its first bending mode of vibration. The scour process is taken into account by the progressive increase of the exposed length H of the sensor. Table 3 summarizes the range of the exposed length H for each rod. This length is limited on the one hand by the tank dimensions and on the other hand by the stability of the sensor. The scour increment is 50 mm. For each exposed length H , the impulse force is applied and the vibratory response of the rod is recorded. The data samples are recorded with a sampling frequency of 512 Hz. The transient response of the system is then post - processed using SCILAB to measure the first natural frequency from the Fast Fourier Transform (FFT). To evaluate the accuracy of the measurement, each test is repeated three times.

Tested rods	Min H (cm)	Max H (cm)
CA-80	35.0	65.0
CA-60	15.0	45.0
RA-80	35.0	70.0
RA-60	15.0	50.0
CP-80	35.0	70.0

Table 3: Range of exposed length H of the rods in dry sand

2.2.2. Clayey soil

A soft saturated clayey soil mixture is prepared with of 50% sand of Fontainebleau, 50% of Armoricaïne Kaolinite clay and 25% water [26, 27]. A Plexiglas cylinder of 400 mm diameter and 400 mm height is progressively filled with the mixture. To ensure a uniform density, the soil specimen is manually compacted into five layers of equal thickness. The soil mixture is matured during 48 hours. The experimental protocol used in sand is adapted to the clayey soil. Due to the high plasticity of the soil mixture (Figure 2), an impact is applied to generate the impulse in order to avoid the deformation of the soil induced by the previous protocol before the beginning of the testing.

The aging of clayey soils often improves their mechanical properties [28] which can induce a variation of the rods frequencies. To make sure that the changes of the frequency are caused only by scour, vibration tests of the rod RA-60 are conducted after three days, ten days and forty-five days. Table 4 summarizes the range of the exposed length H for each rod in the clayey soil.

It should be noted that tests of the circular aluminum rods CA-80 and CA-60 showed no vibratory response due to their high flexural rigidity (see Table 1). In fact, if the structure is more rigid than the soil, the response of the structure is restricted to rigid body modes [29]. Consequently, no results are available for the rods CA-80 and CA-60 in the clayey soil.

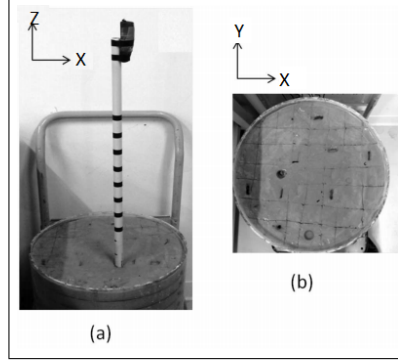


Figure 2: Photographs of (a) laboratory setup in clayey soil; (b) plastic deformation of the soil

Tested rods	Min H (cm)	Max H (cm)
RA-80	40.0	60.0
RA-60	20.0	50.0
CP-80	40.0	65.0

Table 4: Range of exposed length H of the rods in clayey soil

3. Numerical model

In practice, the sensor will be placed in the riverbed and immersed in water. Therefore, it is crucial to assess the effect of water on the response of the sensor. To this end, a finite element model is developed.

3.1. Theoretical formulation

The evolution of multiple-degree-of-freedom system is expressed by the following equation:

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{u}\} = \{\mathbf{F}\} \quad (2)$$

where $[\mathbf{M}]$, $[\mathbf{C}]$ and $[\mathbf{K}]$ are respectively the mass, the damping and the stiffness matrices; $\{\ddot{\mathbf{u}}\}$, $\{\dot{\mathbf{u}}\}$ and $\{\mathbf{u}\}$ are: the acceleration, the velocity and the displacement and $\{\mathbf{F}\}$ the external vector force applied to the system. The dimension of the matrices is $N \times N$ where N the number of degrees of freedom of the system. In the absence of damping, the free vibrations of the structure are described with the eigenvalue problem :

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{u}\} = 0 \quad (3)$$

The solution of Eq.(3) could be written $\{\mathbf{u}\} = \{\mathbf{U}\} \exp^{i\omega t}$, we then obtain:

$$(-[\mathbf{M}]\omega^2 + [\mathbf{K}])\{\mathbf{U}\} = (-[\mathbf{M}]\lambda + [\mathbf{K}])\{\mathbf{U}\} = 0 \quad (4)$$

with $\lambda = \omega^2 = (2\pi f)^2$, f the natural frequency and $\{\mathbf{U}\}$ the mode shape. This linear system has N non trivial solutions $(U_i, \lambda_i)[i = 1, 2, 3, \dots, N]$ [30] that verify the theoretical condition:

$$\det([\mathbf{K}] - \lambda_i[\mathbf{M}]) = 0 \quad (5)$$

Since only the first frequency is needed, a subspace iteration method [31] is used to solve the system.

3.2. Model description

A 3D finite elements model is developed using the finite element software Code-Aster. The proposed model is based on the following hypothesis: 1) the soil medium and the sensor are elastic, 2) all displacements and strains remains small and 3) the soil and the sensor are perfectly bounded at the interface. For the boundary conditions, the lateral faces of the soil are fixed against displacement in the normal direction and the base is fixed against displacement in all directions. The weight of the accelerometer is not negligible and is modeled as a nodal mass placed at the top of the sensor. In this model, the soil and the sensor are meshed with 10 nodes tetrahedron elements. The mesh was refined near the sensor with a progressive transition to a coarser mesh away from the sensor. The average number of mesh nodes was fixed to 80000 after conducting a mesh convergence analysis for each tested rod. Figure 3a shows the three-dimensional numerical model of the rod-soil system. .

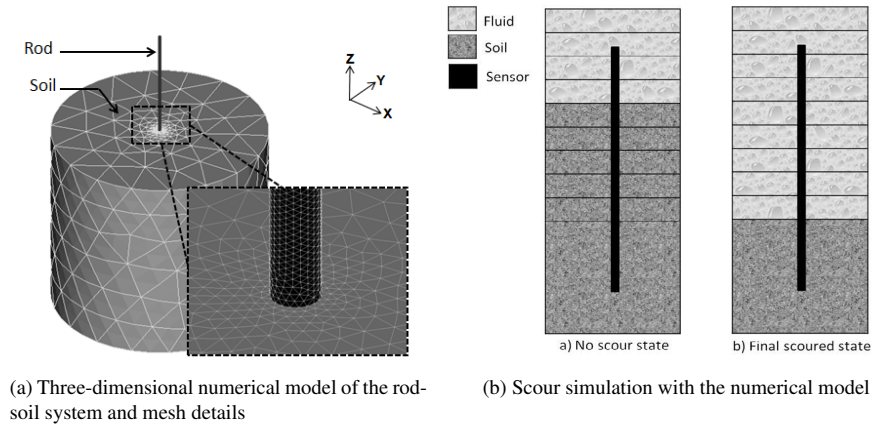


Figure 3: Finite elements scour model

In order to simulate scour process in immersed conditions, the numerical model is partitioned to several layers of 50 mm thickness. The initial scour state is presented in Figure 3b a). As scour increases, the soil layers are progressively replaced by a fluid layers, mimicking the natural phenomenon. This substitution is achieved by modifying the material properties of the given layer.

The material properties used in the model are those of dry sand and the rods presented in Tables 1 and 2. No readjustments of the parameters is performed afterward.

First, the model is used to compute the dry frequencies of all tested rods (without the fluid). The first numerical frequency corresponding to the bending mode of the rods is compared to experimental data to validate the model for each exposed length.

Then, in order to assess the effect of the immersed condition on the sensor response, the wet frequencies (with the fluid) of the circular aluminum rods (CA-60 and CA-80) are computed following the procedure described previously as shown in (Figure 3b).

4. Results and discussion

4.1. Experimental results

4.1.1. Effect of soil aging

The results of the vibration tests of the rod RA-60 at different dates are presented in Figure 4. There is no clear tendency of the evolution of the frequency with the aging of the clayey soil mixture. Consequently, the variation of the frequency, during the testing period, is not a result of the improvement of the mechanical characteristics of the soil.

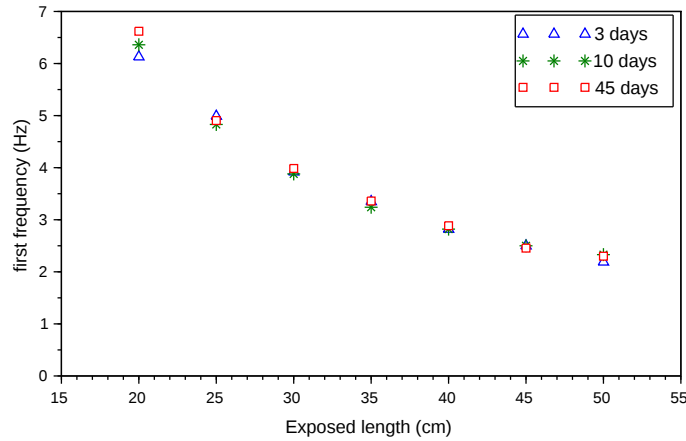


Figure 4: Variation of first frequency with exposed length H in the clayey soil after 3, 10 and 45 resting days

4.1.2. Repeatability analysis

The accuracy of the sensor is evaluated in dry sand for the rods CA-80, RA-80 and CP-80. The three measured frequencies for the minimum exposed length $H = 35$ cm and the maximum exposed length $H = 65$ cm are summarized in Table 5. The results indicates that the standard deviation, for the three tested rods, at each exposed length is less than 0.50 Hz. This demonstrates the accuracy of the sensor measurement.

Exposed length	CA-80		RA-80		CP-80	
	Measured Freq.(Hz)	Average Freq. (Hz)	Measured Freq.(Hz)	Average Freq. (Hz)	Measured Freq.(Hz)	Average Freq. (Hz)
h=65 cm	9.52	9.64 ± 0.30	1.55	1.55 ± 0.01	6.58	6.51 ± 0.07
	9.98		1.56		6.50	
	9.42		1.55		6.45	
h=35 cm	25.33	25.71 ± 0.50	4.21	4.14 ± 0.06	16.94	16.58 ± 0.38
	26.28		4.11		16.18	
	25.53		4.10		16.61	

Table 5: Repeatability analysis in dry sand

4.1.3. Effect of scour

Figure 5 displays the experimental results in dry sand. The first frequency of the sensors decreases with the increase of the exposed length H . This trend is in full agreement with the results of [20, 19]. As shown in Figure 6, a similar tendency is noticed in the clayey soil.

Table 6 shows the frequency of the rods in both soils for the exposed lengths $H=60$ cm and $H=40$ cm, representing 20 cm scour. To compare the sensitivity of the tested rods to scour, a frequency change rate p is defined with Equation (6).

$$p = \frac{f_{(H=40)} - f_{(H=60)}}{f_{(H=40)}} \quad (6)$$

It can be seen that the change rate increases with the flexural rigidity of the tested rod in both sand and clayey soil. The sensitivity of the rods is also affected by the soil. For instance, the frequency of the rod CA-80 varies by 46% in sand and 39% in soft clayey soil for the same scour depth.

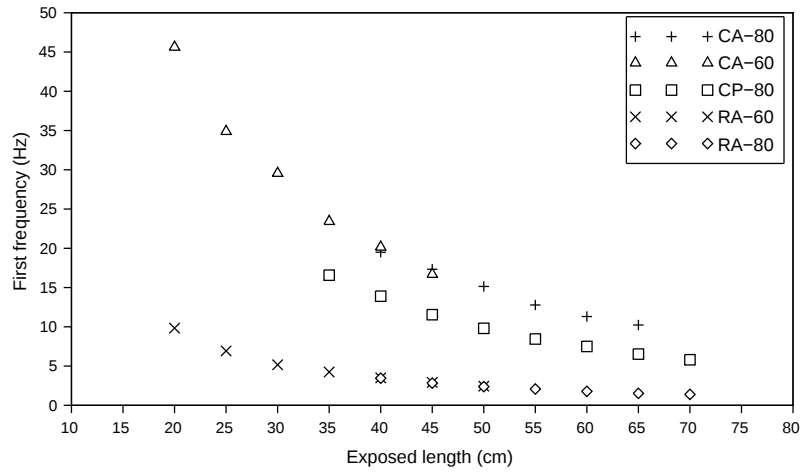


Figure 5: Variation of first frequency with exposed length in sandy soil

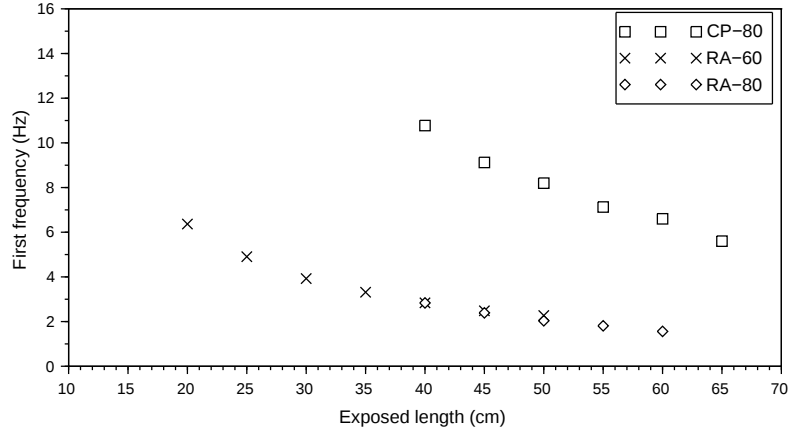


Figure 6: Variation of first frequency with exposed length in clayey soil

Tested rods	Flexural rigidity $N.m^2$	Frequencies in sand			Frequencies in clayey soil		
		H=60 cm	H=40 cm	Change rate p (%)	H=60 cm	H=40 cm	Change rate p (%)
CA-80	31.1	11.31	19.50	42	-	-	-
CP-80	11.0	7.50	13.90	46	6.6	10.78	39
RA-80	0.8	1.78	3.45	48	1.53	2.8	45

Table 6: Sensitivity of the frequencies of the tested rods to scour in sand and clayey soil

4.1.4. Effect of the embedded length

The effect of the embedded length D is investigated. Figures 5 and 6 show that the rods CA-80 and CA-60 have the same frequency when their exposed length H is the equal even if their embedded length D are different. Similar results are observed for the rods RA-80 and RA-60 in both soil types. This means that the frequency is more influenced by the exposed length H rather than the embedded length D in our experimental conditions.

4.1.5. The effect of soil type

In order to highlight the effect of the soil type on the frequency of the sensor, the variation of the first frequency with the embedded ratio, of the rods RA-80, RA-60 and CP-80 are shown in Figure 7 for sand and clayey soil.

The results show that the frequencies in sand are higher than the frequencies in the clayey soil. This is mainly due to the higher stiffness of sand compared to the low stiffness of clayey soil with high plasticity used in this study. For low embedded ratios, the first frequency of the rods in both soils is almost similar. But as the embedded ratio increases, the gap between the frequency curves in sand and in clayey soil increases. This implies that for high embedded ratio, the frequency of the rod is significantly influenced by the stiffness of the soil it is embedded in.

4.2. Numerical results

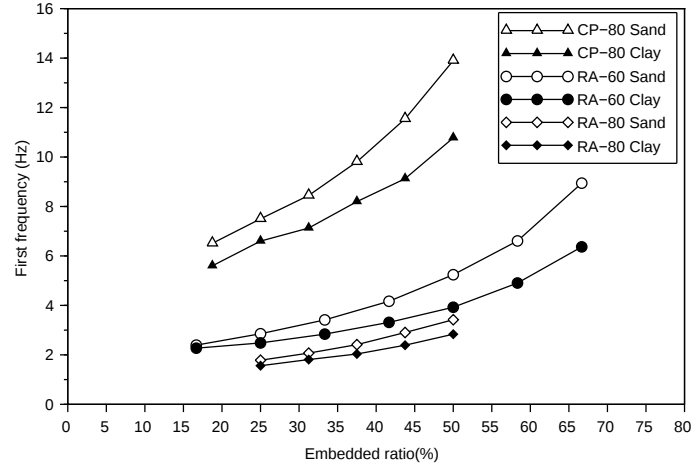


Figure 7: Variation of first frequency with embedded ratio in sand and clayey soil

4.2.1. Model validation

The numerical frequencies of all tested rods are compared to the experimental frequencies in dry sand. Figure 8 shows that the numerical and experimental results are in good agreement without any readjustment of parameters.

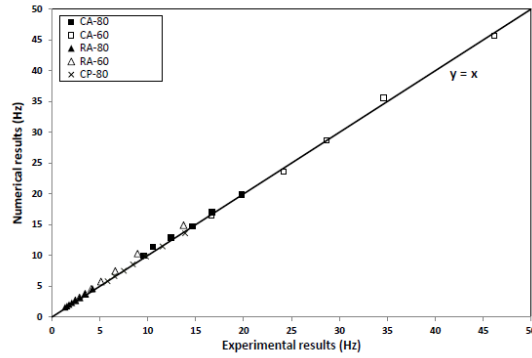


Figure 8: Comparison of experimental and numerical first frequencies of the tested rods

4.2.2. The effect of water

The effect of water on the frequency of the sensor is investigated. Following the numerical procedure described in Section 3.2, the wet frequencies of the rods are calculated for each exposed length H . As shown in Table 7, water decreases the frequency

of the sensor. As scour increases, the effect of water becomes more significant with changes from 4% for $H=25$ cm to 9% for $H= 55$ cm.

Exposed length (cm)	Dry frequency (Hz)	Wet Frequency (Hz)	Percentage change of the frequency between air and water (%)
55	12.8	11.6	9
50	14.6	13.3	9
45	16.8	15.5	8
40	19.7	18.3	7
35	23.4	21.9	6
30	28.3	26.8	5
25	35.2	33.6	4

Table 7: Comparison between wet and dry frequencies of the CA rods

4.3. The proposed calibration technique of the sensor

The variation of the experimental first frequencies of the tested rods, in sand and clayey soil, is compared to the response of a cantilever beam with a tip mass attached at its free end to take into account the accelerometer. The free length of the cantilever is referred to with H_c , the total mass of the cantilever M and the mass of the accelerometer m . The theoretical frequencies of the cantilever are calculated using Eq. (7) [32, 33] and are plotted with a continuous line in Figures: 9,10 and 11.

$$f_{th} = \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{3EI}{H_c^3(0.24M + m)}} \quad (7)$$

It appears that all tested rods and in both soil types, the theoretical results of the cantilever are horizontally translated against the experimental results with a constant H' . This adjustment length H' varies with the sensor and the soil characteristics.

The physical meaning of H' is related to the soil-rod interaction which does not correspond to a perfect cantilever, but may match this assumption from a distance H' under the soil surface. Therefore, for each value of the exposed length H , the first natural frequency of the rods in each soil is equal to the frequency of an equivalent cantilever with a free length $H_c = H + H'$ (Figure12). For instance, to estimate the experimental first frequency of the circular rod in the sand with an exposed length $H = 20$ cm, Eq. (8) is used.

$$f_{exp}(H = 20) = f_{the}(H_c = 20 + 8.8 = 28.8) = 45.7 \text{ Hz} \quad (8)$$

The inverse relationship between the first frequency and the free length (9) derived from Eq. (7) can be used to determine the scour depth y_s .

$$H = \sqrt[3]{(2\pi f_{exp})^2 \times \frac{0.24M + m}{3EI}} - H' \Rightarrow y_s = H - H_0 \quad (9)$$

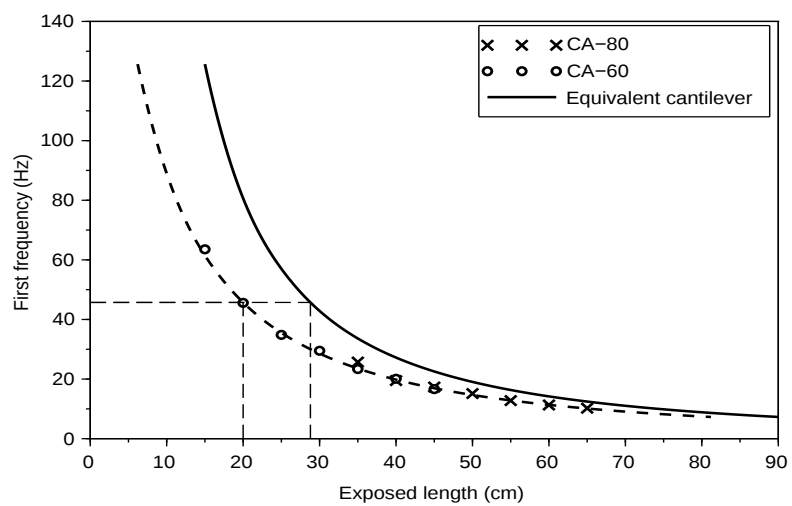


Figure 9: Equivalent cantilever of CA rods in sand

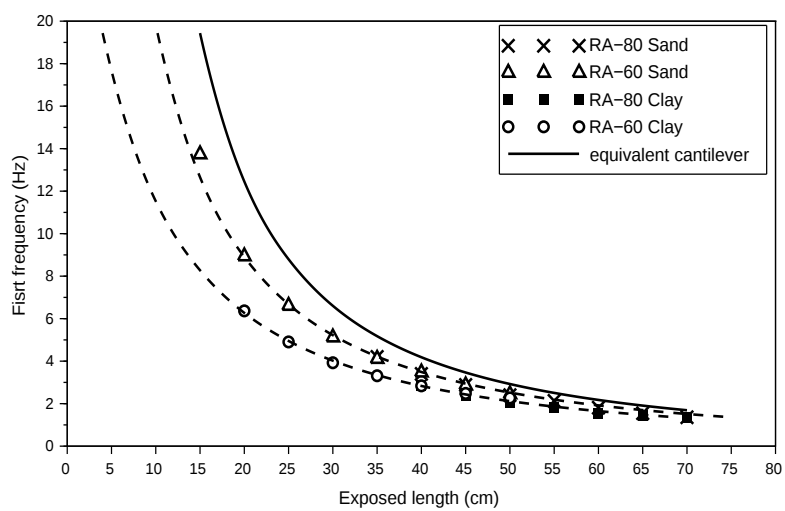


Figure 10: Equivalent cantilever of RA rods in sand and clayey soil

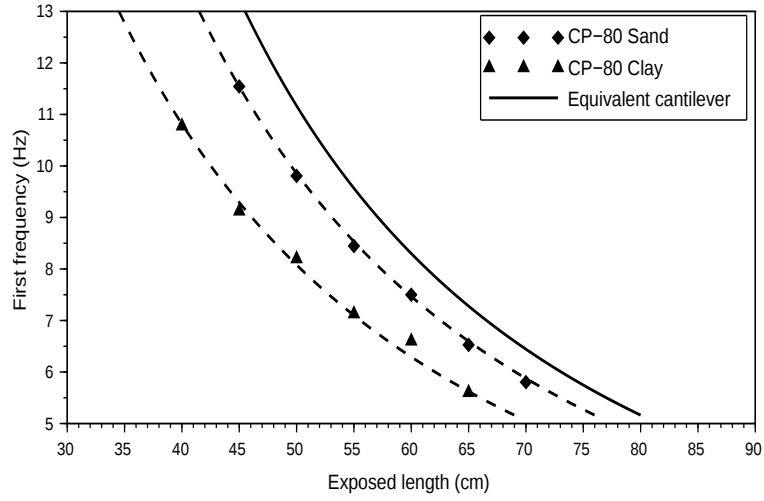


Figure 11: Equivalent cantilever of CP rod in sand and clayey soil

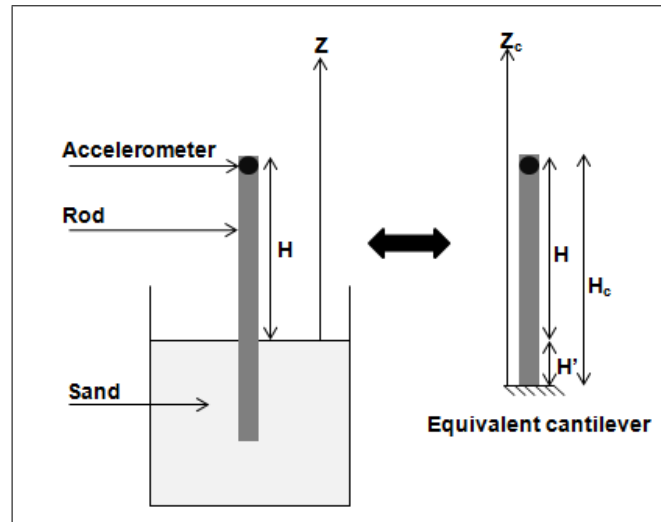


Figure 12: Equivalent cantilever of the dynamic soil structure interaction

Tested rod	Corrected length in sand (cm)	Corrected length in clayey soil (cm)
CA-80, CA-60	8.8	No results
RA-80, RA-60	4	11
CP-80	4.6	11

Table 8: Value of the equivalent length of the tested rods in both soils

The values of this adjustment length for all tested rods and soils are summarized in Table 8.

In practice, the sensor will be placed in the riverbed and immersed in water. Therefore, it is crucial to verify the validity of the proposed calibration technique when the sensor is completely immersed. The calculated wet frequencies in Section 4.2.2 are first compared to the cantilever frequencies derived from Equation (7) but an adjustment length could not be derived. It seems more appropriate to compare the wet frequencies of the sensor to the wet frequencies of a cantilever derived from Equation 10

$$f_{wet} = \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{3EI}{H_c^3[0.24(M + M_a) + m]}} \quad (10)$$

where M_a the added mass of the fluid. Figure 13 shows that the wet frequencies of the sensor are indeed translated against the theoretical frequencies of the immersed cantilever. However, the value of the adjustment length in immersed conditions is $H_{wet} = 8$ cm against $H_{dry} = 8.8$ cm in dry condition.

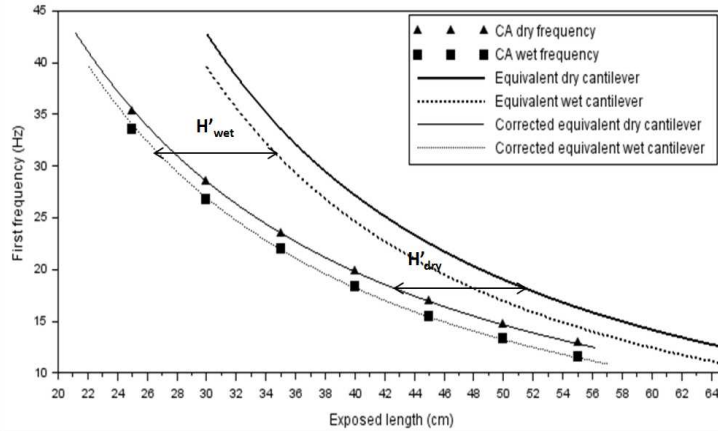


Figure 13: Equivalent cantilever of the circular rod in dry and wet conditions

4.4. Sensitivity study

The experimental tests show that the adjustment length H' vary with the geometry of the sensor and the soil type. In order to identify the parameters influencing this length, the numerical model detailed in Section 3b is used to perform a sensitivity study. The effect of three parameters is investigated: the Young modulus of the rod E_r , the bulk density of the rod ρ_r and the Young modulus of the soil E_s . The numerical simulation are performed using the rod CA-80 .

4.4.1. The effect of E_r

The frequencies of the rod are calculated for three values of E_r : 100 GPa, 59 GPa and 5.9 GPa. The results are then compared to the frequencies derived from Eq. (7) of an equivalent cantilever with a similar Young modulus. The value of the adjustment length H' can then be estimated. Figure: 14 shows that the adjustment length H' increases with the increase of the Young modulus of the rod E_r .

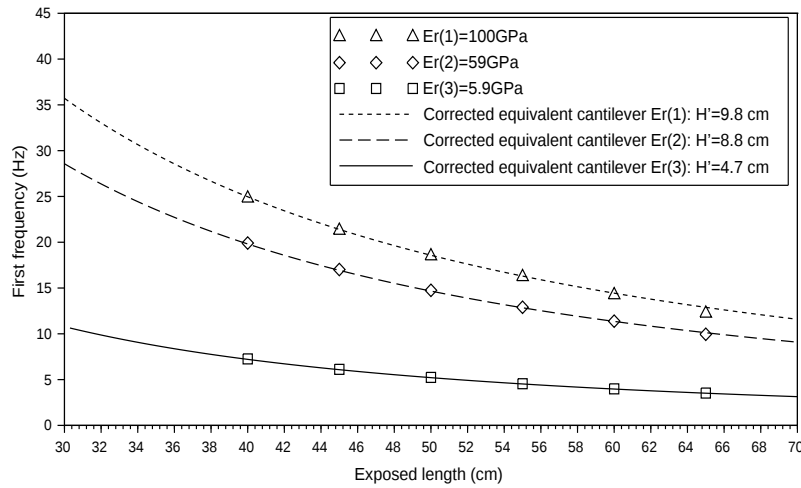


Figure 14: Variation of the adjustment length H' with the Young modulus of the rod E_r

4.4.2. The effect of ρ_r

The frequencies of the rod are calculated for three values of ρ_r : 1300 kg.m⁻³, 2700 kg.m⁻³ and 7500 kg.m⁻³. The results are then compared to the corresponding equivalent cantilever to estimate the value of the adjustment length H' . Figure 15 shows that the adjustment length H' is independent of the bulk density of the rod ρ_r .

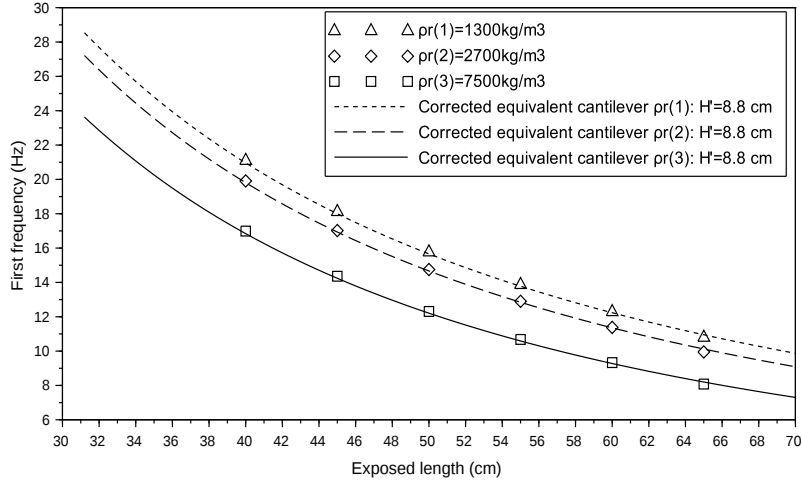


Figure 15: Variation of the adjustment length H' with the bulk density of the rod ρ_r

4.4.3. The effect of E_s

The frequencies of the rod are calculated for three values of E_s : 1.5 MPa, 15 MPa and 150 MPa. The results are then compared to the equivalent cantilever to estimate the value of the adjustment length H' . Figure 16 provides the value of H' for each value of E_s . As it can be seen, H' decreases from 8.8 cm to 2.4 cm when the stiffness of the soil varies between 1.5 MPa and 150 MPa. This result was predictable since the equivalent cantilever is the specific case where the soil has an infinite stiffness. In that case, the rod is completely fixed at the ground surface and $H' = 0$. As the stiffness of the soil decreases, the rod should be embedded deeply to insure a similar constraint as the clamped condition.

The results of the sensitivity study have a practical interest. In fact, in the field, the only variable input is the sensor: its geometry and material. It would be wise to try reducing the adjustment length H' of the sensor so that the cantilever model can be used to predict the frequencies of the sensor with reasonable accuracy. The results show that this can be achieved by varying the geometry and decreasing the Young modulus of the sensor.

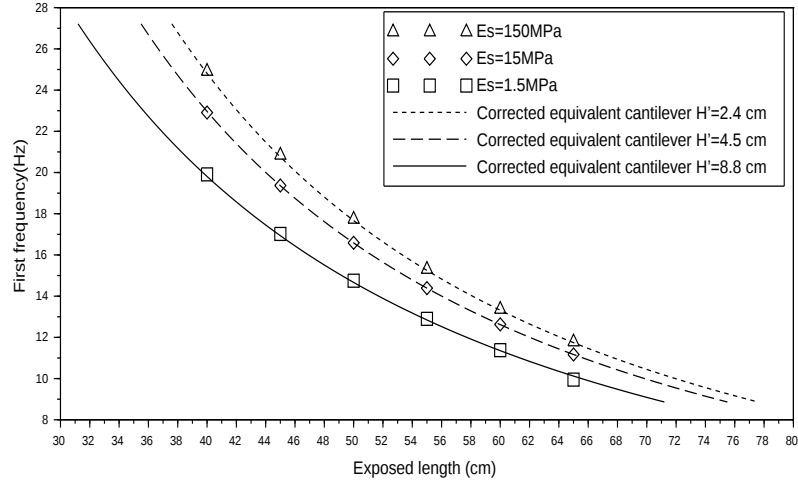


Figure 16: Variation of the adjustment length H' with the Young modulus of the soil E_s

5. Concluding remarks and perspectives

Scour is one of the major risks threatening the stability of bridges across rivers and in coastal areas. Therefore, it is paramount to evaluate the current scour depth around piers and abutments. The reported study proposes a continuous monitoring technique of scour by means of rods embedded in the riverbed. Extensive experimental tests were performed in the laboratory using various rods and two types of soil: dry sand and a soft clayey soil. Some uncovered issues were investigated: the effect of the geometry and material of the sensor, the effect of its embedded length and the effect of soil type. The results showed that the sensitivity of the sensors decreases with their flexural rigidity. Furthermore, when the flexural rigidity of the sensor is high in respect to the soil stiffness, no vibratory response was recorded since the response of the sensor was limited to rigid body motion. Thus, it is necessary to select the sensor material and geometry carefully depending on the stiffness of the soil it will be placed in. The tests also showed that the effect of soil type is less significant when the embedded ration of the rod decreases, in other words, when scour increases. Since the sensor will be immersed in water around the pier, the effect of water on the response of the sensor was investigated using a finite element model. The numerical results indicate that the effect of water should not be neglected. Indeed, as scour increases, the effect of water becomes more significant.

Finally, based on the experimental and numerical results, a simplified cantilever model with an increased exposed length was proposed to correlate the exposed length of the sensor to the measured frequency. This 'correction' of the free length of the cantilever varies with both soil and sensor characteristics. This correction length can be estimated while installing the sensor by calculating the frequencies of different ex-

posed lengths. The proposed cantilever model is of practical interest since it is easier and quicker to implement to estimate scour depth with acceptable accuracy compared to the use of a beam-spring numerical model. Future research will focus on developing equations to calculate the 'correction' of the cantilever model for different sensor materials and soils and on large scale implementations of this monitoring technique.

6. Acknowledgements

The present work benefits from the financial support of the ANR French Research Agency within the project SSHEAR No 2014-CE03-0011. For further information on the project [<http://sshear.ifstar.fr>].

The authors acknowledge the precious help of Jeremy LONCHAMP and Adrien TRAN in the experimental tests. We also like to show our gratitude to Frédérique LARRARTE for helping in the preparation of the present paper.

7. Notation

The following symbols are used in this paper:

D	=	Embedded length of the rod (m);
D_{50}	=	Average grain diameter (mm);
E	=	Young modulus of the cantilever (MPa);
E_m	=	Ménard modulus of the soil (MPa);
E_r	=	Young modulus of the rods (MPa);
E_s	=	Young modulus of the soil (MPa);
f	=	First frequency (Hz);
f_{dry}	=	First frequency in air (Hz);
f_{wet}	=	First frequency in water (Hz);
f	=	First frequency (Hz);
H	=	Exposed length of the rod (m);
H'	=	Adjustment length (m);
H_c	=	Free length of the cantilever (m);
I	=	Inertia of the rod in the vibration direction (m ⁴);
L	=	Total length of the rod (m);
M	=	Mass of the rod (kg);
M_a	=	Added mass of water (kg);
m	=	Mass of the accelerometer (kg);
S	=	Section of the rod (m ²);
α	=	Rheological parameter of the soil (-);
ρ_s	=	Bulk density of the soil (kg.m ⁻³);
ρ_r	=	Bulk density of the rods (kg.m ⁻³);
ρ	=	Bulk density of the cantilever (kg.m ⁻³).

References

- [1] B. Melville, S. Coleman, Bridge scour, Water Resources Publications, Highlands Ranch, Colorado, 2000.
- [2] K. Wardhana, F. C. Hadipriono, Analysis of recent bridge failures in the United States, *Journal of Performance of Constructed Facilities* 17 (3) (2003) 144–150.
- [3] C. Chevalier, D. Pham Van Bang, E. Durand, I. Charles, G. Herrier, Scour and erosion phenomena occurring in waterways—recent advances (Keynote lecture), in: *Scour and Erosion: Proceedings of the 7th International Conference on Scour and Erosion*, Perth, Australia, 2–4 December 2014, CRC Press, 2014, p. p:33.
- [4] H. Breusers, A. Raudkivi, *Scouring: Hydraulic Structures Design Manual Series*, IAHR Design Manual, Taylor & Francis, 1991.
- [5] E. Richardson, S. Davis, *Evaluating Scour at Bridges*, Fourth Edition, Fourth Edition. Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18), Federal Highway Administration, Washington, D.C., 2001.
- [6] D. M. Sheppard, W. M. Jr., Live-bed local pier scour experiments, *Journal of Hydraulic Engineering* 132 (7) (2006) 635–642. arXiv:[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2006\)132:7\(635\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2006)132:7(635)), doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(2006)132:7(635). URL [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2006\)132:7\(635\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2006)132:7(635))
- [7] G. W. Brunner, HEC-RAS river analysis system users manual version 4.1, US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center 609 (2010) 95616–4687.
- [8] C. Wang, X. Yu, F. Liang, A review of bridge scour: mechanism, estimation, monitoring and countermeasures, *Natural Hazards* (2017) 1–26.
- [9] J. L. Briaud, S. Hurlabaus, K. A. Chang, C. Yao, H. Sharma, O.-Y. Yu, C. Darby, B. E. Hunt, G. R. Price, Realtime monitoring of bridge scour using remote monitoring technology, Tech. rep. (2011).
- [10] S. Millard, J. Bungey, C. Thomas, M. Soutsos, M. Shaw, A. Patterson, Assessing bridge pier scour by radar, *NDT & E International* 31 (4) (1998) 251–258.
- [11] N. Anderson, A. Ismael, T. Thitimakorn, Ground-penetrating radar: A tool for monitoring bridge scour, *Environmental and Engineering Geoscience* 13 (2007) pp. 110.
- [12] F. D. Falco, R. Mele, The monitoring of bridges for scour by sonar and sedimetri, {NDT} & E International 35 (2) (2002) 117 – 123. doi:[http://dx.doi.org/10.1016/S0963-8695\(01\)00031-7](http://dx.doi.org/10.1016/S0963-8695(01)00031-7). URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0963869501000317>

- [13] C. Lin, S. Tang, Development and calibration of a tdr extensometer for geotechnical monitoring, *Geotechnical Testing Journal*.
- [14] X. Yu, X. Yu, Time domain reflectometry automatic bridge scour measurement system: principles and potentials, *Structural Health Monitoring*, 8 (6) (2009), pp. 463-476.
- [15] T. Cooper, H. Chen, D. Lyn, A. Rao, A. Altschaeffl, A field study of scour monitoring devices for indian streams, *Joint Transportation Research Program* (2000) 2.
- [16] J.-Y. Lu, J.-H. Hong, C.-C. Su, C.-Y. Wang, J.-S. Lai, Field measurements and simulation of bridge scour depth variations during floods, *Journal of Hydraulic Engineering* 134 (6) (2008) 810–821.
- [17] D. Hayes, F. Drummond, Use of fathometers and electrical-conductivity probes to monitor riverbed scour at bridge piers, Tech. rep., US Geological Survey; USGS Earth Science Information Center, Open-File Reports Section [distributor], (1995).
- [18] Y. B. Lin, J. S. Lai, K. C. Chang, L. S. Li, Flood scour monitoring system using fiber Bragg grating sensors, *Smart Materials and Structures* 15 (6) (2006) pp.1950.
- [19] A. Zarafshan, A. Iranmanesh, F. Ansari, Vibration-based method and sensor for monitoring of bridge scour, *Journal of Bridge Engineering* 17 (6) (2012) 829–838. arXiv:[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000362](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000362), doi:10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000362, URL [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000362](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000362)
- [20] L. Prendergast, D. Hester, K. Gavin, J. OSullivan, An investigation of the changes in the natural frequency of a pile affected by scour, *Journal of Sound and Vibration* 332 (25) (2013) 6685 – 6702. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2013.08.020>. URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022460X13006858>
- [21] T. Lunne, P. Robertson, J. Powell, Cone penetration testing, *Geotechnical Practice*.
- [22] N. Boujia, F. Schmidt, D. Siegert, D. P. V. Bang, C. Chevalier, Modelling of a bridge pier subjected to scour, *Procedia Engineering* 199 (Supplement C) (2017) 2925 – 2930, x International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2017. doi:<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.343>. URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705817338328>
- [23] F. Baguelin, The pressuremeter and foundation engineering, *Trans Tech public.*, 1978.
- [24] K. Terzaghi, R. B. Peck, G. Mesri, Soil mechanics in engineering practice, John Wiley & Sons, 1996.

- [25] T. Bao, R. A. Swartz, S. Vitton, Y. Sun, C. Zhang, Z. Liu, Critical insights for advanced bridge scour detection using the natural frequency, *Journal of Sound and Vibration* 386 (2017) p.p:116 – 133.
- [26] I. Haghighi, C. Chevalier, M. Duc, S. Guédon, P. Reiffsteck, Improvement of hole erosion test and results on reference soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 139 (2) (2012) 330–339.
- [27] I. Haghighi, Characterization of erosion and dispersion : test development and practical applications, Theses, Université Paris-Est, Champs-sur-Marne (Sep. 2012).
URL <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00778066>
- [28] J. H. Schmertmann, The mechanical aging of soils, *Journal of Geotechnical Engineering* 117 (9) (1991) 1288–1330.
- [29] S. François, L. Pyl, H. Masoumi, G. Degrande, The influence of dynamic soil–structure interaction on traffic induced vibrations in buildings, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27 (7) (2007) 655–674.
- [30] T. Gmur, *Dynamique des structures: analyse modale numerique*, [Dynamics of structures: numerical modal analysis], Presses polytechniques et universitaires romandes, 1997.
- [31] D. C. Sorensen, Implicitly restarted Arnoldi/Lanczos methods for large scale eigenvalue calculations, Tech. rep., Department of Computational and Applied Mathematics Rice University (1996).
- [32] J. Rayleigh, *The theory of sound*, Dover, 1945.
- [33] O. Turhan, On the fundamental frequency of beams carrying a point mass: Rayleigh approximations versus exact solutions, *Journal of Sound and Vibration* 230 (2) (2000) 449 – 459.

II.2 Modification des caractéristiques modales avec l'affouillement

Dans l'article précédent, nous avons proposé de suivre l'évolution de l'affouillement grâce à des tiges instrumentées : en effet, la première fréquence de vibration de ces capteurs varie avec la profondeur d'affouillement. La comparaison de la réponse des différentes tiges testées dans les deux sols homogènes a permis de définir le modèle de poutre équivalente. Cette poutre, parfaitement encastrée à la base, permet de corréler la variation de la fréquence de la tige partiellement enfouie dans le sol à sa longueur exposée, et par conséquent à la profondeur d'affouillement.

Dans la suite de ce chapitre, nous nous intéresserons également aux deux caractéristiques modales restantes, à savoir l'amortissement et les déformées modales. Nous essayerons alors de déterminer si ces deux caractéristiques modales sont significativement influencées par l'affouillement, et s'il est intéressant de suivre leurs évolutions avec la profondeur d'affouillement.

II.2.1 Modification de l'amortissement avec l'affouillement

Afin de quantifier l'amortissement des tiges, nous utilisons la méthode du décrément logarithmique détaillée dans le Chapitre I, Section I.8.1.3. Nous appliquons cette méthode aux réponses des tiges RA-60 et RA-80 dans le sable, puis dans le sol argileux.

Tout d'abord, nous essayons de quantifier l'incertitude sur la valeur d'amortissement. Pour cela, nous analysons un même transitoire en changeant le nombre de maximums sur lesquels la régression linéaire est appliquée.

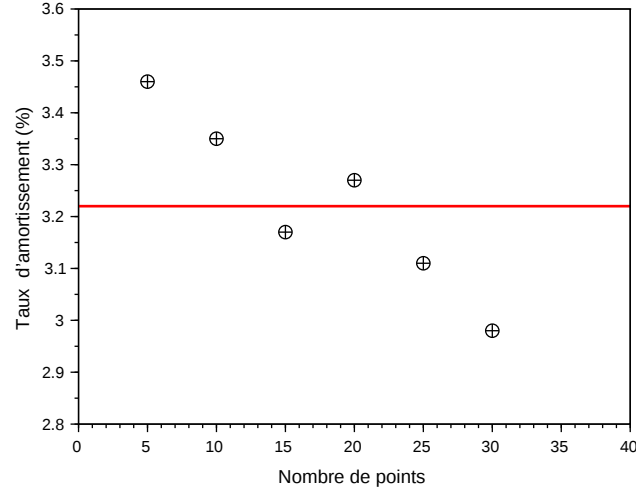


Figure II.1. Variation de l'amortissement avec le nombre de points N

La figure II.1 montre la variation de la valeur de l'amortissement avec le nombre de points. Ces résultats révèlent que pour un même transitoire la valeur de l'amortissement varie entre 2,98% à 3,46%, soit une variation de 16%.

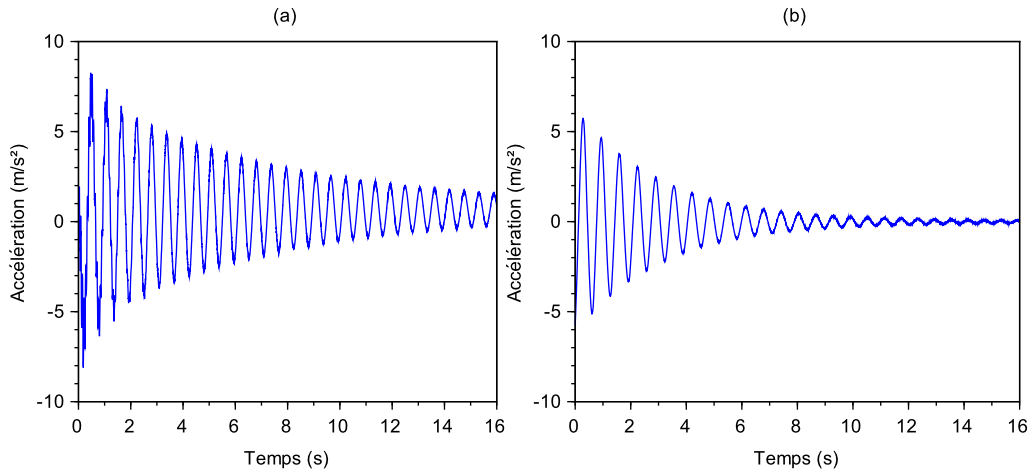


Figure II.2. Évolution de l'accélération avec le temps de la tige RA-80 dans (a) le sable et (b) le sol argileux

Nous nous intéressons par la suite à la variation de l'amortissement avec la profondeur d'affouillement dans les deux types de sol. En comparant qualitativement les réponses transitoires de la tige RA-80 dans le sable et dans l'argile (figure II.2), nous constatons que l'accélération diminue plus rapidement dans le sol argileux. Ceci signifie que ce type de sol induit plus d'amortissement aux tiges. Un calcul du taux d'amortissement par la méthode présentée précédemment permet de valider ce premier constat. La figure II.3 présente la variation du taux

d'amortissement avec le taux d'enfouissement (le rapport de la longueur enfouie D et de la longueur totale de la tige L) dans les deux sols. Nous constatons que le taux d'amortissement moyen dans le sable est de 1,7%. Dans le sol argileux, cette valeur est plus du double, avec une valeur moyenne du taux d'amortissement de 4,1%.

Concernant la variation de l'amortissement avec la profondeur d'affouillement, aucune tendance d'évolution ne semble se dégager de ces résultats dans les deux sols testés. Ainsi, cette caractéristique modale ne permet pas d'informer sur l'état de l'affouillement.

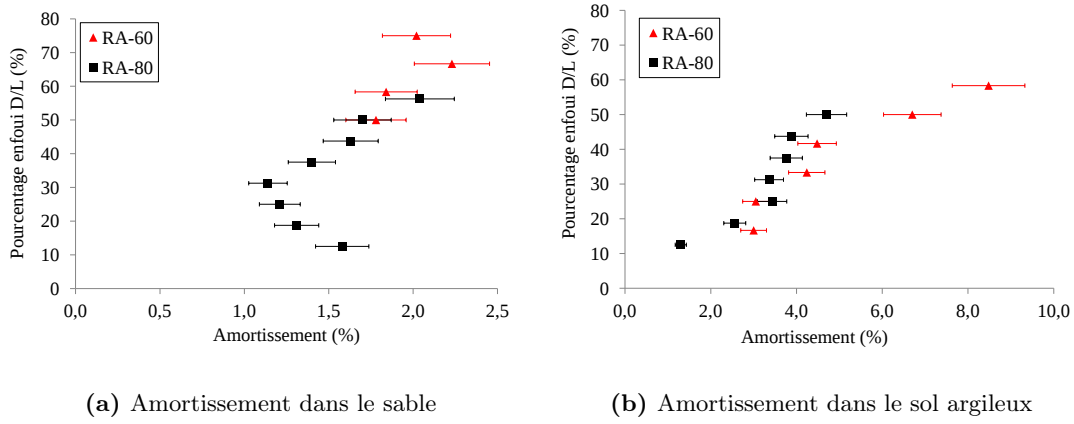


Figure II.3. Variation de l'amortissement avec la profondeur d'affouillement

II.2.2 Modification des déformées modales avec l'affouillement

II.2.2.1 Identification numérique des déformées modales

La modèle numérique 3D présenté dans l'article reproduit auparavant permet d'identifier numériquement la déformée modale qui correspond au premier mode de vibration des différentes tiges. Pour cela, nous calculons les déplacements le long de la tige dans la direction de vibration (direction X). Ces déplacements sont par la suite normés par la valeur maximale du déplacement. Dans le cas des tiges ici présentées, cette valeur correspond au déplacement à l'extrémité exposée $z = L$.

La figure II.4 présente les déformées modales des tiges pour différentes valeurs de longueur exposée. Plus l'affouillement augmente (H augmente), plus la valeur des déplacements normalisés augmente. En effet, au fur et à mesure que le sol s'érode, la tige devient libre de se déplacer sur une longueur plus importante. Cette longueur 'libre' des tiges CA-80 et RA-80

est plus grande que la longueur exposée H . Le sol n'étant pas infiniment rigide, la tige est capable de se déplacer à l'intérieur de ce milieu sur une profondeur donnée.

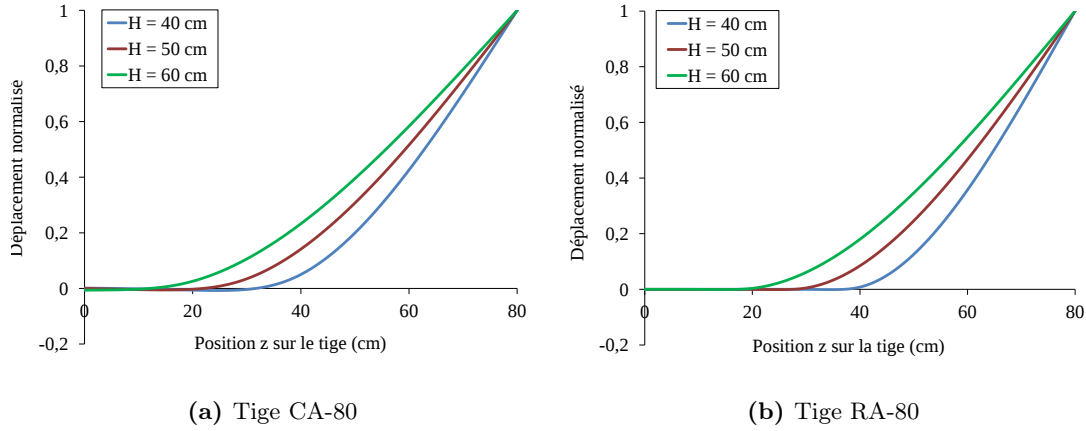


Figure II.4. Variation de la déformée modale des tiges (a) CA-80 et (b) RA-80

La figure II.5 présente un 'zoom' sur la déformée modale de la partie enfouie des tiges CA-80 et RA-80. Le déplacement de la tige change de signe dans cette partie et présente un maximum local d_{max} . Les résultats montrent que la position de d_{max} par rapport au niveau du sol reste fixe avec l'affouillement pour une tige donnée. En effet, pour la tige circulaire cette distance est égale à $d_{max} = 15,5\text{cm}$ et pour la tige plate $d_{max} = 5,5\text{cm}$. Les paramètres influençant la position du maximum de déplacement seront étudiés dans le chapitre III.

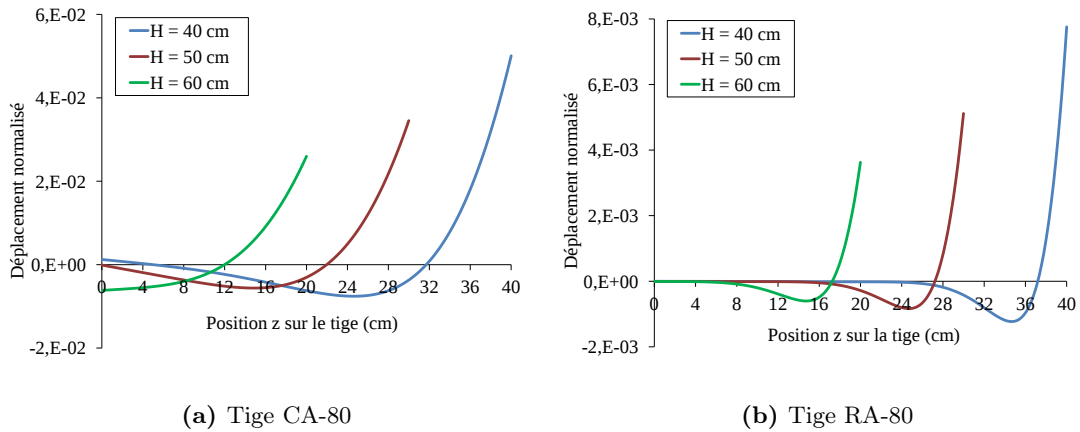


Figure II.5. Variation de la déformée modale sur la longueur enfouie des tiges (a) CA-80 (b) RA-80

II.2.2.2 Correction des déformées avec le modèle de poutre équivalente

Nous avons développé un modèle de poutre équivalente capable de prédire l'évolution de la première fréquence des tiges avec la longueur exposée H . Dans le but d'examiner si ce

modèle reste valable pour la première déformée modale, nous comparons les déformées modales précédentes de la tige affouillée à la déformée modale de la poutre parfaitement encastree à la base. La déformée modale de la poutre parfaitement encastree est calculée analytiquement grâce à la formule (I.15) (Chapitre I, Section I.8.1.2).

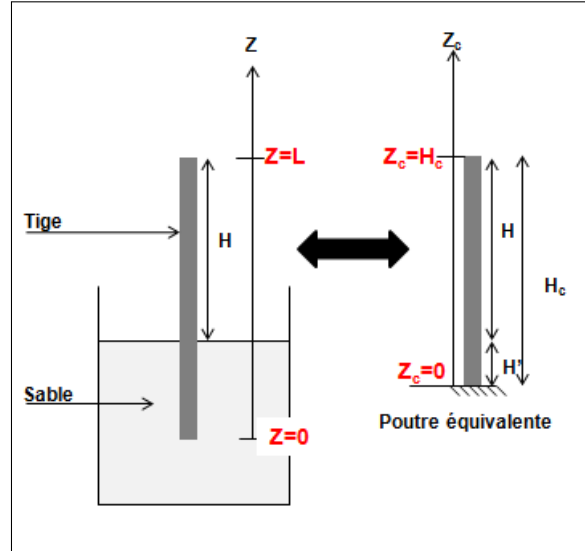


Figure II.6. Modèle de poutre équivalente et définition du repère Z_c

En utilisant les résultats de la poutre équivalente, nous corrigeons les déformées modales calculées précédemment. Pour cela et en se référant à la figure II.6, on procède ainsi :

- On considère que la *tige fictive* à une longueur H_c ¹ égale à celle de la poutre équivalente. Par conséquent, on ne tient compte que du déplacement des points tels que $z \in [L - H_c, L]$.
- La position corrigée Z_c d'un point appartenant à la *tige fictive* vérifie $Z_c = (Z - D) + H'$ (avec D la longueur enfouie du capteur).
- Les déplacements des points appartenant à la *tige fictive* sont normés par le déplacement maximal à l'extrémité libre $Z_c = H_c$.
- La position sur la tige est normée par la longueur de la *tige fictive* soit H_c .

Cette correction est appliquée aux déformées modales calculées précédemment (Section II.4). Les résultats sont présentés sur la figure II.7. On vérifie que la prise en compte de la longueur

¹. $H = H_c + H'$ où H' est la longueur d'ajustement déterminée précédemment dans l'article pour chacune des tiges

équivalente de la poutre au lieu de sa longueur totale dans le calcul des déformées modales permet de retrouver la déformée modale d'une poutre encastrée à la base.

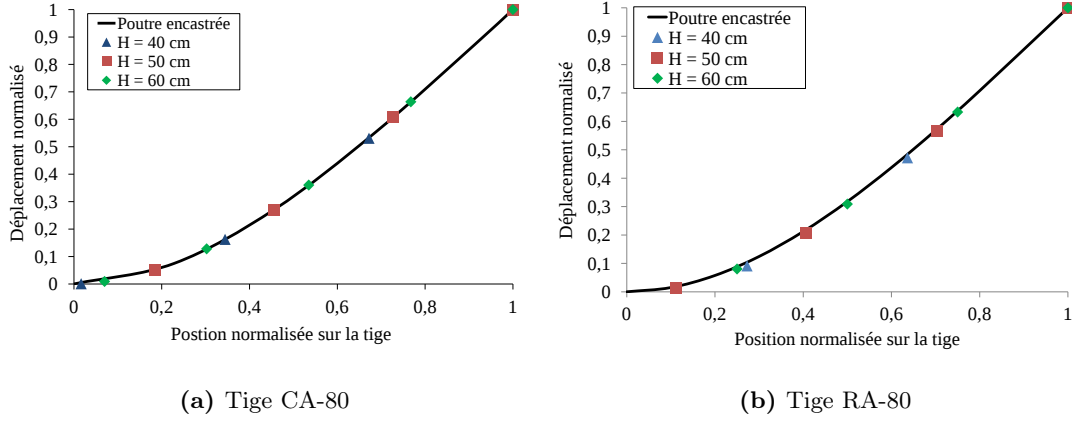


Figure II.7. Comparaison de la déformée modale corrigée à la déformée modale de la poutre encastrée pour les tiges (a) CA-80 et (b) RA-80

II.3 Conclusions

Dans ce deuxième chapitre, nous proposons de suivre l'évolution de l'affouillement grâce à des tiges-capteurs enfouis dans des sols homogènes. La modification de l'ensemble des caractéristiques modales (fréquences, amortissement et déformées modales) avec la profondeur d'affouillement a été examinée. Cinq différentes tiges ont été testées en laboratoire dans deux types de sol : du sable de Seine sec et un sol argileux saturé.

Modification de la fréquence avec l'affouillement

Les résultats des essais expérimentaux montrent que la première fréquence de vibration des tiges diminue significativement avec l'affouillement. Cette variation de fréquence Δf dépendra de la rigidité de flexion des tiges EI et de la raideur du sol. Pour une profondeur d'affouillement donnée, plus la rigidité des tiges augmente, plus le Δf sera faible. A l'inverse, plus la rigidité du sol augmente, plus le Δf est important.

Les essais ont également permis d'éclairer sur l'effet de la rigidité du sol sur la première fréquence du capteur. Les résultats montrent que pour une faible profondeur d'enfouissement, la première fréquence de la tige est peu influencée par la raideur du sol. Par contre, plus la profondeur d'enfouissement est grande, plus la fréquence de la tige varie en fonction de la

raideur du sol.

Un modèle numérique 3D a été proposé dans le but d'examiner l'effet de l'eau sur la réponse du capteur. Les résultats numériques montrent que la variation de la fréquence, liée à la prise en compte de l'effet de l'eau, augmente avec la profondeur d'affouillement. Pour une estimation correcte de la profondeur d'affouillement avec l'affouillement, il est indispensable de tenir en compte la masse ajoutée de l'eau.

La comparaison de l'ensemble des résultats obtenus a permis de proposer un modèle de poutre équivalente. Cette poutre, parfaitement encastrée à la base, a une longueur libre égale à la longueur exposée des tiges majorée par une longueur d'ajustement H' . Cette longueur dépend d'une part de la géométrie et du module d'Young de la tige, et d'autre part du module d'Young du sol. Une fois le H' déterminé expérimentalement, le modèle de poutre équivalente permet de prédire rapidement l'évolution de la première fréquence du capteur en fonction de la profondeur d'affouillement.

Modification de l'amortissement avec l'affouillement

L'amortissement a été calculé en utilisant la méthode du décrétement logarithmique. Les résultats montrent que le taux d'amortissement moyen est de 1,7% dans le sable et de 4% dans le sol argileux. Néanmoins, aucune tendance d'évolution de l'amortissement avec la profondeur d'affouillement ne se dégage des résultats, en particulier compte tenu de l'incertitude de la méthode du décrétement logarithmique utilisée.

Modification des déformées modales avec l'affouillement

Les déformées modales ont été calculées à l'aide du modèle numérique proposé. Les résultats montrent que les déformées modales sont significativement modifiées par l'affouillement. La correction de ces déformées modales en tenant compte du modèle de poutre équivalente permet de retrouver la déformée modale d'une poutre parfaitement encastrée.

La généralisation de ces résultats à des sols non-homogènes n'a pas été étudiée dans le cadre de ces travaux. En effet, le modèle de poutre équivalente a été validé uniquement dans des sols homogènes. Ainsi l'utilisation du capteur dans des sols dont le module d'Young varie fortement avec la profondeur devrait faire l'objet d'une nouvelle étude.

La mise en place du capteur tout en assurant sa robustesse dans un milieu agressif doit également être étudiée afin de proposer des montages qui assurent la pérennité du capteur.

Chapitre III

Évaluation de la réponse statique du capteur

Ce chapitre s'inscrit dans la continuité du Chapitre [II](#) et s'intéresse au comportement statique du capteur proposé. Après une courte introduction des problèmes abordés, nous reproduisons l'article "Distributed strain measurement for scour monitoring : a laboratory investigation" soumis au Measurement Journal. Enfin, une conclusion résume les principaux résultats de ce chapitre.

III.1 Introduction

Dans ce troisième chapitre, l'effet de l'affouillement sur la réponse statique du capteur proposé dans le Chapitre II est étudié. Dans ce but, une tige a été instrumentée par une fibre optique. Ce capteur fibre optique utilise la technique de réflectométrie temporelle dans le domaine fréquentiel (OFDR), et permet ainsi une mesure distribuée de la déformation le long de la tige.

Des essais de chargement latéral de type statique, avec différentes intensités et excentricités, ont été réalisés et la déformation le long du capteur a été mesurée, avec et sans affouillement. Parallèlement, des essais dynamiques de vibration du capteur ont été réalisés dans le même massif de sable afin de comparer l'interaction sol-structure identifiée avec les deux approches (dynamique et statique).

Une formulation analytique, basée sur le modèle de Winkler des sols homogènes, a été mise en place afin d'aider à l'interprétation des résultats des essais statiques.

Enfin, les deux modèles de poutre équivalente définis par les deux approches statique et dynamique ont été comparés.

Ce chapitre débute par l'article intitulé "Distributed strain measurement for scour monitoring : a laboratory investigation". Tout d'abord, les protocoles expérimentaux statiques et dynamiques sont décrits. Par la suite, le modèle analytique est présenté et la formule théorique des déformations le long de la tige est déterminée en fonction des caractéristiques du sol, de la tige et des conditions aux limites. Ensuite, les résultats des essais sont présentés. Enfin, la longueur équivalente statique est définie et une comparaison avec la longueur dynamique, définie dans le Chapitre II, est proposée.

Distributed strain measurement for scour monitoring: a laboratory investigation

Nissrine Boujia^{a,*}, Franziska Schmidt^{a,*}, Christophe Chevalier^a, Dominique Siegert^a, Damien Pham Van Bang^b

^a*Université Paris Est, Ifsttar, Champs sur Marne, France*

^b*Université Paris Est, Laboratory for Hydraulic Saint Venant, ENPC, EDF R&D, Cerema, Chatou, France*

Abstract

Scour is a hydraulic risk threatening the stability of bridges in fluvial and coastal areas. Therefore, developing permanent and real-time monitoring techniques is crucial. Recent advances in strain measurements using fiber optic sensors allow tremendous opportunities for scour monitoring. In this study, the innovative Optical Frequency Domain Reflectometry (OFDR) was used to evaluate the effect of scour by performing distributed strain measurements along a rod under static lateral loads. An analytical analysis based on the Winkler model of the soil was carefully established and used to evaluate the accuracy of the fiber optic sensors and helped interpret the measurements results. Dynamic tests were also performed and results from static and dynamic tests were compared using an equivalent cantilever model.

Keywords: distributed measurements, fiber optic sensors, scour, Winkler model, equivalent length.

*Corresponding authors

E-mail addresses: nissrine.boujia@ifsttar.fr (Nissrine Boujia), franziska.schmidt@ifsttar.fr (Franziska Schmidt).

Nomenclature

The following symbols are used in this paper:

- a = Load eccentricity from the soil (m);
- b = Width of the rod (m);
- c = Distance of the lateral force from the tip of the rod (m);
- d = Adjustment static length (m);
- d' = Adjustment dynamic length (m);
- D = Embedded length of the rod (m);
- D_{50} = Average grain diameter (mm);
- E_b = Young modulus of the rod (MPa);
- E_m = Ménard modulus of the soil (MPa);
- K_s = Modulus of subgrade reaction (MPa);
- f = First frequency (Hz);
- h = Thickness of the rod (m);
- H = Exposed length of the rod (m);
- I_b = Inertia of the rod in the vibration direction (m^4);
- L = Total length of the rod (m);
- L_{es} = Equivalent static length (m);
- L_{ed} = Equivalent dynamic length (m);
- M = Mass of the rod (kg);
- m = Mass of the accelerometer (kg);
- S = Section of the rod (m^2);
- α = Rheological parameter of the soil (-);
- ρ_s = Bulk density of the soil (kg.m^{-3});
- ρ_b = Bulk density of the rod (kg.m^{-3});

1. Introduction

5 Bridge scour occurs when flowing water erodes sediments around bridge supports, more precisely piers and abutments. When scour depth reaches a critical value, the stability of the bridge is threatened which may lead to its collapse. Therefore, it is crucial to develop monitoring techniques capable of assessing scour depth in order to anticipate this hydraulic risk. Over the last twenty years, scour monitoring

technologies have evolved significantly. Beginning with the use of traditional geophysical instruments
10 such as radar [1] and sonar [2] to developing new sensors [3] and the use of more sophisticated tools such
as fiber Bragg grating sensors [4], scour monitoring is an ongoing topic of research.

Over the past few years, the effect of scour on the static response of single piles has gained interest
and has been reported by few studies. Lin et al. [5] studied the effect of scour on the response of laterally
loaded piles considering the change of stress of the remaining sand. Qi et al. [6] investigated the effect
15 of local and global scour on the p-y curves of piles in sand using various centrifuge model tests. These
studies showed that scour induces changes in the response of laterally loaded piles. However, the use of
those changes to determine scour depth is still limited. An example of those uses is provided in [7]. A
scour sensor was equipped with fiber Bragg grating (FBG) sensors. The monitoring system consists of a
cantilever beam equipped with FBG sensors having different wavelengths and placed at various heights.
20 The sensor operates on the principle that as long as a FBG sensor is embedded in the soil, the registered
value of strain at the sensor location is negligible. Once scour occurs, the FBG sensor emerges and is
subjected to water flow. Consequently, the measured value of strain increases. Thus, knowing the height
of the sensors having registered the variation of strain, scour depth can be determined. A major limitation
of this scour sensor is that FBG sensors can only perform quasi-distributed monitoring and their number
25 along the fiber is limited [8].

The dynamic monitoring of scour has also become increasingly important in recent years. Many
authors suggest monitoring the modal parameters of the structure itself (i.e. spans or piers) [9, 10, 11].
Other authors suggest monitoring the vibration frequency of sensors rods embedded in the riverbed [4,
12]. A numerical model based on the Winkler theory of the soil is then usually used to establish a
30 relationship between the measured frequency and scour depth. One of the main challenges of the dynamic
monitoring technique is the difficulty in evaluating the modulus of subgrade reaction K_s through a rational
and methodical approach. The value of K_s depends not only on the Young modulus of the soil E_s , but
also on various geometric and mechanical parameters of the structure itself.

In this study, the effect of scour on both the static and dynamic response of a rod/sensor is studied. The
35 Optical Frequency Domain Reflectometry (OFDR) technique is used to measure strain to overcome the
limitations of FBG sensors. OFDR technology enables measuring strain along structures with millimeter
level spacial resolution. A rectangular rod was instrumented along its length with a distributed fiber optic
strain sensors (OFDR). The rod-sensor was then tested under static lateral loads for different scour depths.
These tests were conducted under tension and compression to make sure that the results are independent

of the testing configuration. An analytical model, based on the Winkler soil model was then developed to help in static results interpretations. The key parameter of the proposed model is the modulus of subgrade reaction K_s . In this study, its value was determined from Ménard tests and was further confirmed with the fiber optic measurements. Dynamic tests were also conducted in the same testing conditions. Finally, an equivalent cantilever model is proposed in order to compare the static and dynamic approaches used in this study.

The paper starts with a description of the experimental protocols for static and dynamic tests. A second part presents the analytical model for the static experiments and introduces a theoretical formulation of the strain along the rod. A third part highlights the main results of this study and finally introduces a simplified cantilever based model which allows modeling the soil-structure interaction for static and dynamic experiments.

2. Experimental investigation

2.1. Materials used

Rod characteristics

An aluminum rectangular rod having a width $b = 25$ mm, a thickness $h = 5$ mm and a length $L = 1170$ mm was used. Its bulk density and Young modulus were respectively $\rho_b = 2700$ kg/m³ and $E_b = 62.2$ GPa. The rod was instrumented using a fiber optic along its length to measure the strain. Following [13], an accelerometer was placed at the head of the rod, to record its transient response.

Soil characteristics

The static and dynamic tests were conducted using a dry sand of Seine. The mean size of sand grains was $D_{50} = 0.70$ mm and the dry density was $\rho_s = 1700$ kg/m³. For soil characterization, mini-pressuremeter tests were performed. The average Ménard modulus measured in these tests was $E_m = 0.5$ MPa. The subgrade modulus K_s of the tested soil could then be calculated using the empirical Equation (1) [14]:

$$\begin{cases} K_s = \frac{3E_m}{\frac{2}{3}(\frac{B}{B_0})(\frac{\alpha}{2})(2.65\frac{B}{B_0})^\alpha} & B > B_0 \\ K_s = \frac{18E_m}{4(2.65)^\alpha + 3\alpha} & B < B_0 \end{cases} \quad (1)$$

where K_s is the modulus of subgrade reaction, E_m is the Ménard modulus, B is the diameter of the tested pier or rod, $B_0 = 0.6$ m is the reference diameter and α is a rheological parameter depending on the tested soil with $\alpha = \frac{1}{3}$ for sand. Under these assumptions of parameter values, and given the geometry of the rod, the measured modulus of subgrade reaction of the tested soil is given with formula (2):

$$E_s = 1.3MPa. \quad (2)$$

Fiber optic sensing technology

The sensing technology used to measure strains along the rod is Optical Frequency Domain Reflectometry. OFDR enables measurement along a fiber up to 2 km long, with millimetre level spacial resolution [15]. The light emitted from a highly tunable laser source undergoes a coupler and is then divided between two arms: the reference arm and the fiber under test arm. Backscattered lights from both arms are then combined to create an interference signal. This signal is detected by an optical detector. The Rayleigh backscattering induced by the random fluctuations in the refractive index along the fiber length can be modelled as a Bragg grating with random period [16]. As long as the fiber is in a stable state, the Rayleigh backscattering spectrum remains constant. When the surrounding environment of the fiber changes due to external stimulus (as strain and temperature), a spectrum shift occurs. This spectrum shift is expressed using Equation 3:

$$\Delta\nu = C_\epsilon \times \epsilon + C_T \times \Delta T, \quad (3)$$

where $\Delta\nu$ is the Rayleigh spectral shift, ϵ the fiber strain, ΔT the temperature variation of the fiber, C_ϵ and C_T are calibration constants. The typical values of the latter parameters for a standard single-mode fiber, at 1550 nm, are respectively: -0.15 GHz/ $\mu\epsilon$ and -1.25 GHz/ $^\circ\text{C}$. This strain/temperature dependent spectrum shift can be determined by means of cross correlation between reference scan (meaning the scan performed at ambient temperature and null strain state) and measurement scan (when a temperature perturbation or a strain is applied). Fundamental principles of Rayleigh systems are fully detailed in [17].

In the experimental testing, a fiber optic sensor was glued along the length of the rod (Figure 1). A two-component Methyl Methacrylate paste was used as an adhesive. The commercially available optoelectronic OBR (Optical Backscatter Reflectometer) from Luna Technology [18] was used. The spatial resolution used during the experiment is 5 mm leading to detailed strain profiles along the rod. The acquisition time of the fiber optic sensing signal is 5s, which limits its use to static testing.

75 2.2. Experimental setup

The experimental setup used to perform the static and dynamic tests on the rod is shown in Figure 1. A rigid tank of 1 m x 1 m x 1 m was progressively filled with dry sand reaching a final height of 0.7 m. The static lateral loads were applied by a set of dead weights connected to the rod described in Section 2.1 with a thread passing through a pulley. The static lateral loads were applied with various eccentricities a . To control the direction, and therefore the value of the lateral loads, the height of the pulley was adjustable in order to keep the part of the thread connected to the rod always in horizontal position.

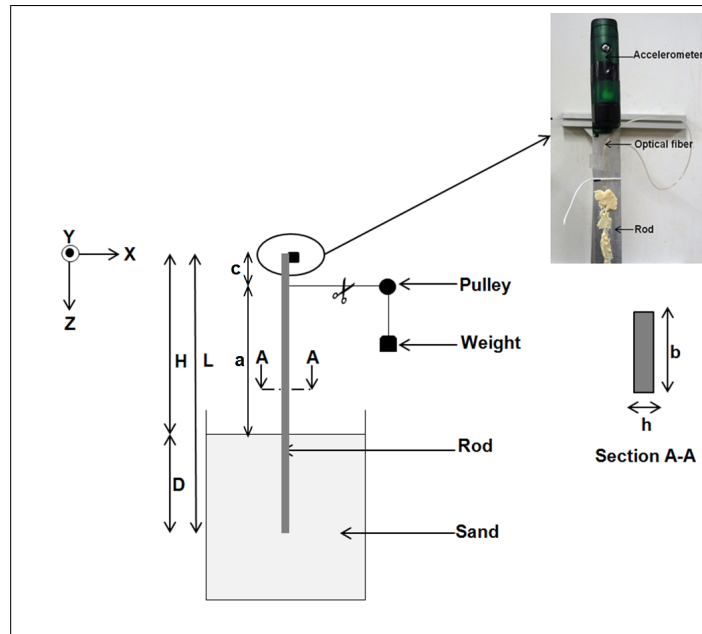


Fig. 1: Experimental setup of the static and dynamic tests and close up look to fiber optic installation

2.3. Test procedures

Static tests

85 The rod was tested under static lateral loads. The following section provides a description of the testing protocol.

Before applying the lateral loads, a reference scan of the fiber optic was performed. A lateral load F was then applied by adding a set of dead weights. A second scan was performed to measure the resulting strain along the rod. Scour was generated by the excavation of a 100 mm thick layer of soil. The various tested configurations are summarized in Table 1. Two loads $F_1 = 2$ N and $F_2 = 4$ N were applied. It is

worthy to mention that even if the applied loads were low, the range of generated strains is similar to the usual values of strains along piles.

Test Name	Embedment length D (cm)	Load distance from the tip of the rod c (cm)	Load
$D40 - c5 - F_1$	40	5	F_1
$D40 - c5 - F_2$	40	5	F_2
$D30 - c5 - F_1$	30	5	F_1
$D30 - c5 - F_2$	30	5	F_2
$D40 - c25 - F_1$	40	25	F_1
$D40 - c25 - F_2$	40	25	F_2
$D30 - c25 - F_1$	30	25	F_1
$D30 - c25 - F_2$	30	25	F_2

Table 1: Static tests applied to the rod

The tests presented in Table 1 were first performed with the fiber optic under tension. The performance of strain sensors may vary due to the testing configuration, meaning when tested under tension or under compression [19]. The rod was therefore flipped and similar tests were carried out with the fiber optic under compression to evaluate its performance in both configurations.

Dynamic tests

Free Vibration tests were conducted to measure the frequency of the rod for various scour depth. The following section provides a description of the testing protocol.

The rod was partially embedded in sand. Scour was generated by the progressive excavation of 50 mm thick layers of soil. The embedded length D of the rod varied from 400 mm to 150 mm. For each scour depth, the thread connecting the rod head to the weight was cut inducing the vibration of the rod in the X direction (horizontal). The signal recorded by the accelerometer was then post-processed using a Fast Fourier Transform (FFT) to measure the first frequency for each scour depth.

3. Theoretical formulation

The Winkler approach [20] was used to model the static experimental tests. According to this approach, it is assumed that the beam is supported by a series of infinitely closed independent and elastic springs. The governing equation of a laterally loaded beam, partially embedded in the soil, is expressed

with equation (4):

$$\begin{cases} E_b I_b \frac{d^4 w(z)}{dz^4} = 0 & \text{for } z \in [-a, 0], \\ E_b I_b \frac{d^4 w(z)}{dz^4} + K_s w(z) = 0 & \text{for } z \in [0, D], \end{cases} \quad (4)$$

Where E_b and I_b are the Young modulus and the cross section moment of inertia of the beam respectively, $w(z)$ the lateral deflection of the beam, K_s the modulus of subgrade reaction of the soil, a the eccentricity of the load F and D the embedded length of the beam (see Figure 1).

When K_s is constant along the depth, the general solution could be written:

$$\begin{cases} w_1(z) = a_1 z^3 + a_2 z^2 + a_3 z + a_4 & \text{for } z \in [-a, 0], \\ w_2(z) = e^{(-z/l_0)} (a_5 \cos(z/l_0) + a_6 \sin(z/l_0)) & \text{for } z \in [0, D] \\ \quad + e^{(z/l_0)} (a_7 \cos(z/l_0) + a_8 \sin(z/l_0)), \end{cases} \quad (5)$$

110 where the characteristic length of the pile is $l_0 = \left(\frac{4E_b I_b}{K_s} \right)^{\frac{1}{4}}$. It is worth noting that l_0 combines mechanical properties of both the soil and the pile.

For the case of flexible or long piles, as the rod used in this study, positive exponential terms in Equation (5) are negligible. Consequently $a_7 = a_8 = 0$ and only six parameters remain to be determined. The following notations are used to refer to the bending moment $M_i = E_b I_b w_i''$, the shear force $T_i =$
115 $E_b I_b w_i'''$ and the slope $\theta_i = w_i'$.

Boundary conditions on moment and shear force for $z = -a$ provides two equations: $M(-a) = E_b I_b w_1''(-a) = 0$ and $T(-a) = E_b I_b w_1'''(-a) = F$ which gives simple relation of a_1 and a_2 : $a_1 = \frac{F}{6E_b I_b}$ and $a_2 = \frac{-Fa}{2E_b I_b}$. Finally, adding four equations expressing the continuity of displacement w , slope θ , bending moment M and shear force T at the ground surface $z = 0$ closes the problem:

$$\begin{cases} w_1(0) = w_2(0) \\ \theta_1(0) = \theta_2(0) \\ M_1(0) = M_2(0) \\ T_1(0) = T_2(0) \end{cases} \quad (6)$$

. These conditions can be written as $[M]\{X\} = \{A\}$ where:

$$A = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{Fa}{E_b I_b} \\ \frac{F}{E_b I_b} \end{pmatrix}, X = \begin{pmatrix} a_3 \\ a_4 \\ a_5 \\ a_6 \end{pmatrix}$$

$$M = \begin{pmatrix} 0 & -1 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & -\frac{1}{l_0} & \frac{1}{l_0} \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{2}{l_0^2} \\ 0 & 0 & \frac{2}{l_0^3} & \frac{2}{l_0^3} \end{pmatrix}$$

The solution of the system is:

120

$$\begin{aligned} a_6 &= -\frac{Fl_0^2}{2E_bI_b}a \\ a_3 &= \frac{F(2a+l_0)}{2E_bI_b}l_0 \\ a_4 &= a_5 = \frac{Fl_0^2}{2E_bI_b}(a+l_0) \end{aligned}$$

The value of the bending moment along the rod is therefore given by Equation (7) :

$$\begin{cases} M_1(z) = E_bI_bw_1''(z) = E_bI_b(6a_1z + 2a_2) = F(z+a) & z \in [-a, 0], \\ M_2(z) = E_bI_bw_2''(z) = F \exp\left(\frac{-z}{l_0}\right) \left(l_0 \sin\left(\frac{z}{l_0}\right) + a(\cos\left(\frac{z}{l_0}\right) + \sin\left(\frac{z}{l_0}\right))\right) & z \in [0, D]. \end{cases} \quad (7)$$

The normal stress induced by the bending moment in the rod at the outermost fibers is given by the known formulation:

$$\sigma = \pm \frac{M}{I_b} \times \frac{h}{2}, \quad (8)$$

where $\frac{h}{2}$ is the distance from the neutral axis to the outermost fibers. The linear elastic strain along the rod is then deduced using the Hooke's law:

$$\epsilon = \pm \frac{M}{E_bI_b} \times \frac{h}{2}. \quad (9)$$

The positions of extreme strain values verify $M'(z) = 0$. Therefore, the position of the maximum strain in the embedded part of the rod z_{max} is given with Equation (10) and varies with the eccentricity of the load a and the characteristic length l_0 .

$$z_{max} = l_0 \arctan\left(\frac{l_0}{l_0 + 2a}\right) \quad (10)$$

125 4. Results and discussion

4.1. Static testing

4.1.1. Fiber optic sensor performance

The results of the lateral loading tests, for the various configurations presented in Table 1, are shown in Figures 2 and 3. The strains obtained under tension are referred to with 'T' and the ones obtained

under compression are referred to with 'C'. Figures 2 (a) and (b) show the results of tests conducted with the force F applied at a distance $c = 5\text{cm}$ from the tip of the rod. Figures 3 (a) and (b) show the tests for a distance $c = 25\text{cm}$ from the tip of the rod.

It is found that the strain curves obtained with the fiber under compression and tension are similar, proving that the fiber optic performance is not affected by its configuration here.

The strain profile along the exposed part of the rod (i.e. for $z \in [-a, 0]$) was proven to be independent of the soil properties. Therefore, the theoretical strain profile is used to evaluate the accuracy of the fiber optic measurement. Theoretical strain profiles for $z \in [-a, 0]$ are computed using Equations (7) and (9), and compared to the strain measurements with the fiber optic.

As observed in Figures 2 and 3, the experimental and theoretical results are in good agreement. It can be noted that the measurement error does not exceed 7% which highlights the accuracy of the fiber optic sensing technology.

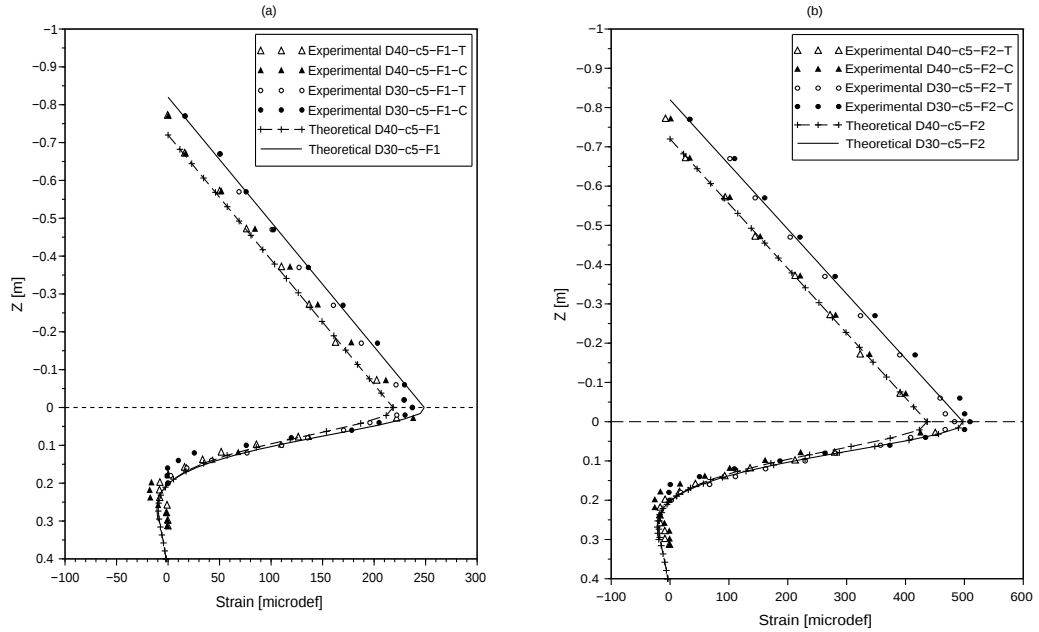


Fig. 2: Strain profiles along the rod under tension 'T' and compression 'C' provided by the fiber optic for the load F [(a) $F = F1$ (b) $F = F2$] applied at $c = 5\text{ cm}$ from the tip of the rod for an embedded length of $D = 40\text{ cm}$ and $D = 30\text{ cm}$

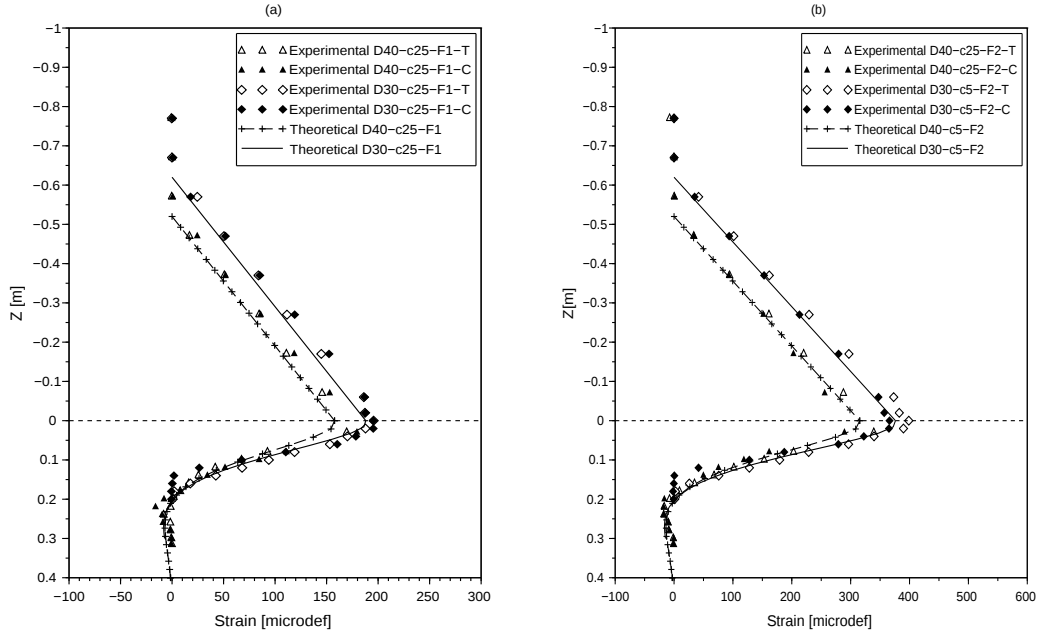


Fig. 3: Strain profiles along the rod under tension 'T' and compression 'C' provided by the fiber optic for the load F [(a) $F = F1$ (b) $F = F2$] applied at $c = 25$ cm from the tip of the rod for an embedded length of $D = 40$ cm and $D = 30$ cm

4.1.2. Effect of scour

As shown in Figures 2 and 3, the strain profiles have a turning point near the ground level plotted with a dashed line. A similar observation was made by [21] who suggested monitoring the maximum bending moment to estimate scour depth.

The static test results also indicate that as scour increases, the bending moment and strain values increase as a consequence of a greater eccentricity of the applied force F . However, it can be noted that the effect of scour on the strain profiles is only noticeable near the ground level. As the depth increases, no variation of strain values with scour is noticed.

4.1.3. Experimental strain profile versus theoretical prediction

The soil layer used during the experiments was modeled using the Winkler model presented previously. The strain along the rod was then computed using Equations (7) and (9). The value of the modulus of subgrade reaction K_s was determined from mini pressuremeter tests and its value was previously established in Equation (2).

Figures 2 and 3 show the comparison between the measured and the theoretical strains along the rod. The results show a very good agreement between the theoretical strain profile and the experimental

results. These results confirm, on the one hand that its is legitimate to model the soil used in this study as a single layer having a constant subgrade modulus K_s with depth, and on the other hand the measured value of the subgrade modulus was also validated as a good agreement was found between the theoretical and experimental strains .

The theoretical positions of the maximum strain are computed using Equation (10) and summarized in Table 2. As it can be seen, the theoretical results confirm that the maximum bending moment is near the ground level for all testing configurations and gives an insight of the parameters that influence its location which are: the eccentricity of the lateral load a and the characteristic length of the rod l_0 .

Test configuration	z_{max} (cm)
$D40 - c5$	0.46
$D30 - c5$	0.40
$D40 - c25$	0.62
$D30 - c25$	0.53

Table 2: Theoretical position of the maximum strain

For a given eccentricity a of the lateral load, the variation of z_{max} position with the characteristic length l_0 can be evaluated by deriving equation (10):

$$\frac{\partial z_{max}}{\partial l_0} = \frac{2al_0}{(l_0 + 2a)^2 + l_0^2} + \arctan\left(\frac{l_0}{l_0 + 2a}\right) \geq 0 \quad (11)$$

Therefore, as shown by equation (11), the value of z_{max} increases with the increase of the characteristic length l_0 . For this reason, monitoring scour depth using the position of the maximum bending moment/strain can not be generalized for all types of soil and rods. To successfully implement this monitoring technique, it is therefore crucial to carefully design the sensor. The material and geometry in particular should be chosen according to the soil stiffness in order to decrease the characteristic length l_0 and therefore the value of z_{max} .

4.1.4. Static equivalent length

In this section, the equivalent cantilever model is introduced using a static approach. This cantilever has a length L_{es} and a similar deflection to that of the rod partially embedded in sand. The equivalent length L_{es} therefore corresponds to the free length of the rod in sand H , increased with a "adjustment

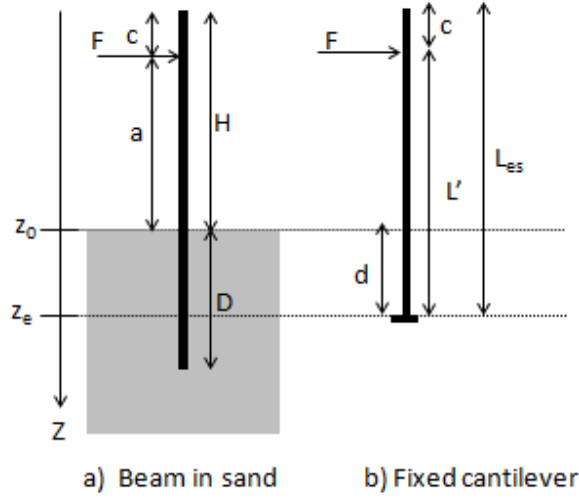


Fig. 4: Definition sketch of the static equivalent length

static length” d corresponding to the distance between the soil level and the equivalent cantilever base as show in Figure 4.

180 The methodology of identifying the ”adjustment static length” d is detailed hereafter.

First, for each tested configuration, the theoretical model is used to determine the deflection along the rod in the sand. To this end, Equation (5) is used to compute the deflection $w(z = -a)$ at the point of force application.

Second, L' is calculated using Equation (12) derived from the Euler-Bernoulli beam theory.

$$L' = \sqrt[3]{\frac{3E_b I_b}{F} \times w(-a)}. \quad (12)$$

185 Finally, the position of the base z_e of the equivalent cantilever (Figure 4) corresponding to the ”adjustment static length” can then be determined using the following equation:

$$z_e = d = L' - a \quad (13)$$

The previous methodology is applied to the tested configurations and the results are summarized in Table 3. The results show that for all tested configurations, the ”adjustment static length” is $z_e = d = 8.4$ cm. Therefore, the rod in the sand is equivalent to a cantilever beam having a total length
 190 $L_{es} = H + d (d = 8.4 \text{ cm})$, where H the exposed length of the rod and the d the ”adjustment static length”

It is worthy to highlight that in the case of a fixed cantilever, the point $z = z_e = d$ will also have the maximum bending moment which is not the case for the rod partially embedded in sand. Previous results showed that the maximum bending moment is at the ground level.

Test configuration	Deflection w at $z = -a$ (cm)	L' (cm)	d (cm)
$D40 - c5 - (F_1 \& F_2)$	4.2	80.4	8.4
$D30 - c5 - (F_1 \& F_2)$	6.0	90.4	8.4
$D40 - c25 - (F_1 \& F_2)$	1.8	60.4	8.4
$D30 - c25 - (F_1 \& F_2)$	2.8	70.4	8.4

Table 3: Position Z of the base of equivalent cantilever

195 4.2. Dynamic testing

4.2.1. Effect of scour

The variation of the first frequency with the embedded length D of the rod is shown in Figure 5. As scour increases, the embedded length D of the rod decreases leading to a decrease of the first frequency of the rod. A 10 cm scour from $D = 40$ cm to $D = 30$ cm caused a 20% variation of the frequency.

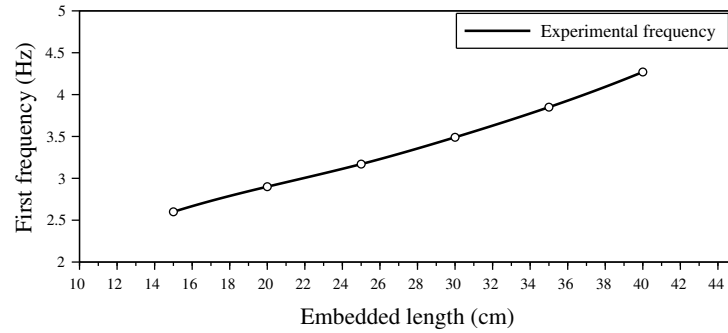


Fig. 5: Variation of the first frequency with the embedded length D of the rod

200 4.2.2. Dynamic equivalent length

The variation of the first frequency with the exposed length H of the rod was compared to the the frequencies computed using Equation (14) of a cantilever carrying a tip mass m modelling the accelerometer

[22, 23].

$$f = \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{3E_b I_b}{L_{ed}^3 (0.24M + m)}} \quad (14)$$

where m the mass of the accelerometer and M the total mass on the cantilever.

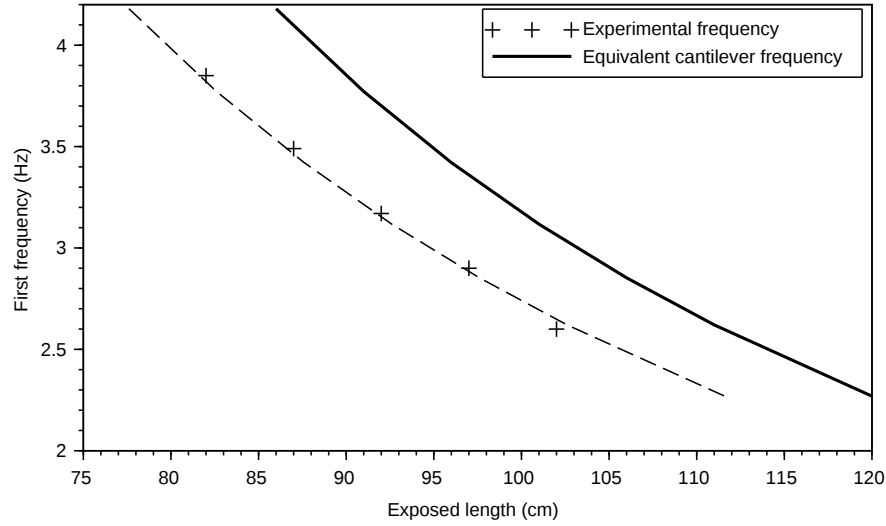


Fig. 6: Variation of the first frequency with the exposed length H of the rod

Figure 6 shows that the experimental frequencies are translated against the analytical frequencies of an equivalent cantilever with a free length $L_{ed} = H + d'$ where L_{ed} is the length of the equivalent cantilever, H the exposed length of the rod and d' the "adjustment dynamic length" [24]. The latter, H_c , is determined graphically by shifting the experimental frequency curve to fit the theoretical one (the dotted curve in Figure 6). A good agreement with the theoretical frequencies is obtained for $H_c = 8.4$ cm.

The comparison between the two adjustment lengths d and d' , determined with the static and dynamic approaches, shows that its value is the same for both methods. Therefore, in our testing conditions, the soil-structure interaction can be simplified by the proposed cantilever model.

5. Conclusions

The present study focused on the effect of scour on the static and dynamic responses of a rod partially embedded in sand. Distributed strain measurement using OFDR technique provided a detailed strain profile along the rod. A theoretical formulation was developed using the Winkler model of the soil and compared to the measured experimental values. The errors did not exceed 7% highlighting the accuracy

of the OFDR. The static tests results also showed that the fiber optic sensor performed identically under tension and compression which is crucial when the rod will be deformed by the flow.

220 In order to monitor scour, the turning point of the strain profile was used to identify the ground level. The theoretical model provides insight of the parameters influencing the maximum strain position along the rod, which are: the lateral stiffness of the soil, the Young modulus and the inertia of the tested rod.

The results also showed that the effect of scour on the strain level is only noticeable near the ground. As scour increases, the value of the strain increases along the first layer of the soil. However, no significant
225 variation was detected for greater depth.

Regarding the dynamic tests, the results showed that the first frequency of the rod decreases significantly with scour depth. Finally, an equivalent cantilever model was proposed for both static and dynamic tests. This model correlate both the natural frequency and the deflection of the rod to its exposed length.

References

- 230 [1] S. Millard, J. Bungey, C. Thomas, M. Soutsos, M. Shaw, A. Patterson, Assessing bridge pier scour by radar, *NDT & E International* 31 (4) (1998) 251–258.
- [2] F. D. Falco, R. Mele, The monitoring of bridges for scour by sonar and sediment, *{NDT} & E International* 35 (2) (2002) 117 – 123.
- [3] Y. Ding, T. Yan, Q. Yao, X. Dong, X. Wang, A new type of temperature-based sensor for monitoring
235 of bridge scour, *Measurement* 78 (2016) 245–252.
- [4] A. Zarafshan, A. Iranmanesh, F. Ansari, Vibration-based method and sensor for monitoring of bridge scour, *Journal of Bridge Engineering* 17 (6) (2012) 829–838.
- [5] C. Lin, C. Bennett, J. Han, R. L. Parsons, Scour effects on the response of laterally loaded piles considering stress history of sand, *Computers and Geotechnics* 37 (7) (2010) 1008–1014.
- 240 [6] W. Qi, F. Gao, M. Randolph, B. Lehane, Scour effects on p–y curves for shallowly embedded piles in sand, *Géotechnique* 66 (8) (2016) 648–660.
- [7] Y.-B. Lin, J.-C. Chen, K.-C. Chang, J.-C. Chern, J.-S. Lai, Real-time monitoring of local scour by using fiber bragg grating sensors, *Smart Materials and Structures* 14 (4) (2005) 664.
- [8] H.-H. Zhu, B. Shi, C.-C. Zhang, Fbg-based monitoring of geohazards: Current status and trends,
245 *Sensors* 17 (3) (2017) 452.

- [9] S. Foti, D. Sabia, Influence of foundation scour on the dynamic response of an existing bridge, *Journal of Bridge Engineering* 16 (2) (2011) 295–304.
- [10] L. Prendergast, D. Hester, K. Gavin, J. O’Sullivan, An investigation of the changes in the natural frequency of a pile affected by scour, *Journal of Sound and Vibration* 332 (25) (2013) 6685 – 6702.
- 250 [11] A. Elsaid, R. Seracino, Rapid assessment of foundation scour using the dynamic features of bridge superstructure, *Construction and Building Materials* 50 (2014) 42 – 49.
- [12] F. Azhari, K. J. Loh, Laboratory validation of buried piezoelectric scour sensing rods, *Structural Control and Health Monitoring* 24 (9).
- [13] T. Bao, R. A. Swartz, S. Vitton, Y. Sun, C. Zhang, Z. Liu, Critical insights for advanced bridge scour
255 detection using the natural frequency, *Journal of Sound and Vibration* 386 (2017) p.p:116 – 133.
- [14] L. Ménard, G. Bourdon, M. Gambin, Méthode générale de calcul d’un rideau ou d’un pieu sollicité horizontalement en fonction des résultats pressiométriques sol, *Sol Soils* VI (1969) 16–29.
- [15] D. K. Gifford, M. E. Froggatt, M. S. Wolfe, S. T. Kreger, B. J. Soller, Millimeter resolution reflectometry over two kilometers, in: 33rd European Conference and Exhibition of Optical Communi-
260 cation, 2007, pp. 1–3.
- [16] S. T. Kreger, D. K. Gifford, M. E. Froggatt, B. J. Soller, M. S. Wolfe, High resolution distributed strain or temperature measurements in single-and multi-mode fiber using swept-wavelength interferometry, in: *Optical Fiber Sensors*, Optical Society of America, 2006, p. ThE42.
- [17] B. J. Soller, D. K. Gifford, M. S. Wolfe, M. E. Froggatt, High resolution optical frequency domain
265 reflectometry for characterization of components and assemblies, *Optics Express* 13 (2) (2005) 666–674.
- [18] T. Luna, Luna.
URL <http://lunainc.com/>
- [19] A. Montero, I. Saez de Ocariz, I. Lopez, P. Venegas, J. Gomez, J. Zubia, Fiber bragg gratings,
270 it techniques and strain gauge validation for strain calculation on aged metal specimens, *Sensors* 11 (1) (2011) 1088–1104.
- [20] E. Winkler, *Theory of elasticity and strength*, Dominicus Prague.

- [21] X. Kong, C. Cai, S. Hou, Scour effect on a single pile and development of corresponding scour monitoring methods, *Smart materials and structures* 22 (5) (2013) 055011.
- 275 [22] J. Rayleigh, *The theory of sound*, Dover, 1945.
- [23] O. Turhan, On the fundamental frequency of beams carrying a point mass: Rayleigh approximations versus exact solutions, *Journal of Sound and Vibration* 230 (2) (2000) 449 – 459.
- [24] N. Boujia, F. Schmidt, D. Siegert, D. P. Van Bang, C. Chevalier, Cantilever based model accounting for soil-rod dynamics: development of a scour depth sensor, *Geotechnical Testing Journal* (under review).
- 280

III.2 Conclusions

Dans ce troisième chapitre, l'effet de l'affouillement sur la réponse statique du capteur proposé est examiné. Une tige plate a été testée sous chargement latéral dans un sable sec. Une instrumentation en fibre optique a permis d'avoir un profil détaillé des déformations le long du capteur. Parallèlement, le capteur a également été testé en vibration dans les mêmes conditions expérimentales.

Les essais statiques ont montré que la déformation du capteur est maximale à la surface du sol. Ce résultat présente un intérêt pour le suivi de la profondeur d'affouillement. Toutefois, la mise en place d'un modèle analytique a révélé que la position de la déformation maximale du capteur dépend à la fois des caractéristiques du capteur et des propriétés du sol. Ainsi, il est nécessaire de choisir la géométrie et le matériau du capteur avec soin afin de pouvoir utiliser cette technique pour le suivi d'affouillement.

Les résultats expérimentaux ont également montré que l'affouillement engendre une augmentation des déformations au niveau de la partie du sol en surface. Pour les couches plus profondes, aucun effet de l'affouillement n'a été observé.

Un modèle analytique basé sur le modèle de Winkler du sol a été mis en place. La formule théorique des déformations du capteur a été établie en fonction du module de réaction du sol K_s et des caractéristiques du capteur. La comparaison des résultats théoriques et expérimentaux a permis de valider la valeur du module de réaction du sol K_s identifiée par des essais pressiométriques.

Par la suite, un modèle de poutre équivalente a été défini pour l'étude statique. Cette poutre a le même déplacement en tête que la poutre placée dans le sable. La longueur de correction, définie dans le Chapitre II, et qui correspond à la distance entre la surface du sol et la base de la poutre équivalente, a été déterminée pour l'ensemble des essais réalisés. Cette longueur de correction, déterminée par l'approche statique, a été comparée à celle calculée par l'approche dynamique. Les résultats révèlent que ces deux longueurs sont égales ce qui représente une autre piste pour déterminer la longueur de correction pour la calibration du capteur dynamique. Ce résultat doit néanmoins être vérifié pour différents types de tige (rigide et souple) et dans différents sols afin d'identifier son domaine de validité.

Chapitre IV

Suivi de l'affouillement par vibration de piles

Ce chapitre examine l'effet de l'affouillement sur le comportement vibratoire de modèles réduits de piles de ponts. Après une présentation du dispositif expérimental et du protocole d'essais, nous reproduisons l'article "An investigation of the use of rocking frequencies of bridge piers for scour monitoring" en phase de soumission. Des résultats supplémentaires sont résumés à la suite de l'article.

IV.1 Introduction

Dans ce quatrième chapitre, l'influence de l'affouillement sur la réponse vibratoire de piles a été étudiée. Des campagnes d'essais à échelle réduite ont été menées en canal hydraulique. Deux configurations ont été étudiées : une pile seule et deux piles liées par un tablier continu.

Cette étude s'efforce d'apporter des éléments de réponse aux aspects controversés suivants :

- L'influence de l'affouillement sur la réponse dynamique de structure de type pile avec un faible élanement et un module d'Young élevé,
- Le mode de vibration correspondant à la fréquence de la pile,
- La contribution de l'interaction pile-tablier à la réponse des piles,
- Les choix de modélisation pour ce type de structure,
- L'influence de la géométrie des piles sur la fréquence mesurée,
- La caractérisation des non-linéarités de la réponse de la pile.

Ce chapitre débute par la présentation des moyens expérimentaux utilisés et de leur mise en place. Dans une deuxième partie, l'article intitulé "An investigation of the use of rocking frequencies of bridge piers for scour monitoring" présente les protocoles d'essais, les différentes configurations testées et les modélisations étudiées.

A la suite de l'article, l'étude vibratoire d'une deuxième géométrie de pile est présentée.

Enfin, afin d'évaluer le comportement non-linéaire de la pile, les signaux ont été analysés par une transformée en ondelettes continue.

IV.2 Dispositif expérimental

Dans cette partie, le dispositif expérimental utilisé pour les essais sur modèles réduits est présenté. Les protocoles de mise en place des piles et de génération d'affouillement sont détaillés par la suite.

IV.2.1 Présentation du matériel

IV.2.1.1 Choix des piles

Afin d'étudier l'effet de la géométrie des piles sur leur fréquence de vibration, deux géométries ont été testées dans cette étude (Figure IV.1). Les deux piles sont de géométries cylindrique et cylindrique avec semelle. Ces deux géométries mobilisent le sol de manières différentes et influencent ainsi les phénomènes d'interaction sol-structure mis en jeu.

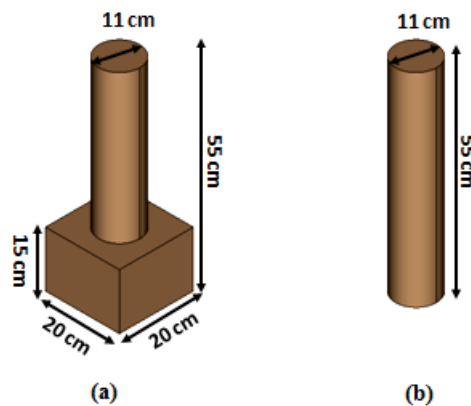


Figure IV.1. Géométries des piles étudiées : (a) cylindrique sur semelle et (b) cylindrique

IV.2.1.2 Présentation du canal

Les essais en canal hydraulique ont été réalisés au sein du Laboratoire Hydraulique Saint-Venant (LHSV-Chatou). Le canal utilisé a une longueur de 16 m, une largeur de 2 m et une hauteur de 0.5 m. Un schéma du canal est présenté figure IV.2. Un nid d'abeilles a été placé à la sortie de la pompe afin de tranquilliser l'écoulement. Une rampe d'accès permet le passage de l'eau de l'amont vers le bac de sédiment. Ce dernier a été rempli par du sable d'Hostun ($D_{50} = 0,6 \text{ mm}$) jusqu'à atteindre une hauteur finale de 0,25 m. Une vanne en aval permet de régler la hauteur d'eau et ainsi la vitesse d'écoulement pour un débit de pompe donné.

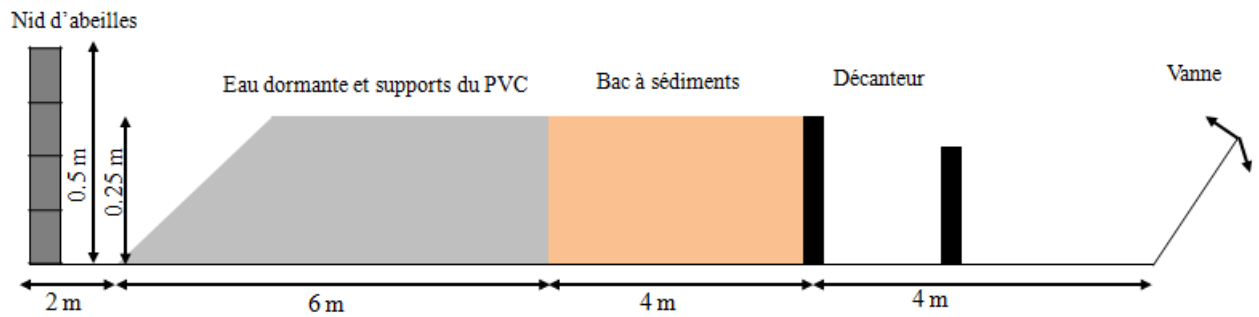


Figure IV.2. Schéma du canal hydraulique

IV.2.2 Choix du protocole d'essai

IV.2.2.1 Protocole de mise en place des piles

Afin que les essais réalisés soient comparables, un protocole de mise en place des piles a été défini. Ce protocole est présenté sur la figure IV.3.



Figure IV.3. Protocole de mise en place des piles dans le canal

Tout d'abord une fosse est créée dans le bac à sédiments. Ensuite, la pile est introduite. Le sol est alors remis en place et compacté progressivement manuellement. En effet, étant donné que le module d'Young du sol est un paramètre clé dans l'interaction sol-structure et qu'il varie fortement avec la densité du sol, le compactage du sol permet d'avoir une densité élevée et ainsi d'assurer des conditions expérimentales les plus similaires possible entre les différents essais réalisés. Le canal est par la suite mis en eau jusqu'à atteindre la hauteur d'eau désirée h_0 . Il est important de noter que durant cette phase, un affouillement variant de 3 à 5 cm a été observé autour des piles. Cela est principalement dû à la faible hauteur d'eau au démarrage du remplissage et par conséquent une forte vitesse d'écoulement. Une fois la hauteur d'eau h_0 atteinte, le sol a été remis autour de la pile afin de combler la fosse. Toutefois, le compactage n'a pas été possible.

IV.2.2.2 Protocole d'affouillement des piles

Un autre point important est le protocole d'érosion. En effet, il faut d'une part éroder la pile, d'autre part, étant donné que des mesures de vibration sous excitation ambiante seront effectuées, il faut que le processus d'érosion soit suffisamment lent pour pouvoir le détecter par suivi vibratoire tout en assurant une durée raisonnable de l'essai.

Dans ce but, une étude par palier de débit a été menée afin de déterminer le protocole d'affouillement. Puisque le processus d'affouillement varie avec la géométrie de la pile, chaque pile a été testée indépendamment. Nous présentons dans ce qui suit les essais avec pile cylindrique.

Pile cylindrique

La pile cylindrique a été mise en place avec un enfoncement initial de $D = 20\text{cm}$ dans le canal. La hauteur d'eau initiale h_0 a été fixée à 7 cm. Le débit a été choisi égal à 20 L/s puis augmenté par paliers. La durée de chaque palier a été fixée de manière à atteindre une profondeur d'affouillement stable. Dans ce cas, la profondeur d'affouillement ne varie plus ou très peu dans le temps.

Le tableau IV.1 résume le protocole d'essai retenu. Il a été constaté qu'il est impossible d'éroder la pile significativement à débit constant. Le débit maximal atteint est 45 L/s. En augmentant davantage le débit, le charriage des sédiments devient très important et la profondeur d'affouillement n'augmente plus. L'affouillement maximal "atteignable" pour la pile cylindrique est de 12 cm au bout de 1 heure 20 minutes d'essai.

Débit (L/s)	Hauteur d'eau (cm)	Durée du palier de débit (min)	Profondeur d'affouillement (cm)
20	7	15	4
30	7	15	6
35	7	15	9
40	8	15	10
45	9	20	12
50	10	20	12

Tableau IV.1. Protocole d'érosion de la pile circulaire

An investigation of the use of rocking frequencies of bridge piers for scour monitoring

Nissrine Boujia^a, Franziska Schmidt^a, Christophe Chevalier^a, Dominique Siegert^a, Damien Pham Van Bang^b

^a*IFSTTAR, 14-20 Boulevard Newton, 77420 Champs-sur-Marne*

^b*INRS, 490 Rue de la Couronne, Quebec, QC G1K 9A9, Canada*

Abstract

Local scour is a major risk threatening the stability of bridges across rivers and in coastal areas. Over the last years, many monitoring techniques have been proposed and tested on the field. One of the most promising techniques is to use the changes of the dynamic properties of the bridge or one of its components to evaluate scour depth. While important advances have been made, many issues still unclear or have not yet be covered. In this study, the following issues are investigated. First, the modal shape corresponding to the measured frequency of pier-like structures is identified. Second, the effect of the pier-deck interaction is studied. Finally, a theoretical model is proposed to characterize the pier vibration and its input parameters are identified. To this end, experimental campaigns were conducted and a laboratory scale model pier was tested in two configurations: single and in a bridge configuration. The experimental results enable the identification of the modal shape and indicate that the deck decreases significantly the pier's frequency. A theoretical model was proposed to model the pier. The soil was modeled with both lateral springs and a rotational spring at the base. The springs stiffness were then identified using a 3D finite elements model. The results obtained with the theoretical model are in good agreement with the experimental results of pier in the two tested configurations. The results obtained with the proposed model were compared to experimental data of the literature to evaluate its accuracy.

Keywords:

Scour, soil-structure interaction, pier-deck interaction, modal shapes, rigid modes, monitoring.

Email address: `nissrine.boujia@ifsttar.fr` (Nissrine Boujia)

Nomenclature

α	Slenderness ratio [-];	h_0	Water height [m];
ν_s	Soil Poisson ratio [-];	J_G	Moment of inertia [Kg.m ²];
ω	Pulse $2\pi f$;	K	Horizontal spring stiffness [MN/m];
ρ	Soil bulk density [Kg/m ³]	K_r	Rotational spring stiffness [MN.m/rad];
θ	The gravity center rotation [rad].	k_s	Horizontal stiffness of the soil [MN/m ²];
b	Pier diameter [m];	L	Pier total length [m];
D	Embedded length [m];	L_1	Distance between the center inertia and the pier base [m];
D_{50}	Average grains diameter [m];	M	Deck total weight [Kg];
E_p	Pier's Young modulus [MN/m ²];	m	Pier total weight [Kg];
E_s	Soil's Young modulus [MN/m ²];	x	Gravity center lateral displacement [m];
f	Pier frequency [Hz];		
H	Exposed length [m];		

1. Background

Scour is the erosive action of water carrying away sediment of the riverbed. Around bridge supports, scour holes are created, undermining the foundations and decreasing the bearing capacity of the soil. As a consequence, scour is the main cause of bridge failures in many countries [13, 12]. Thus, in order to address this risk, various monitoring techniques have been developed and tested on field. In the early days, the geophysical tools such as radar and sonar [6, 9, 1, 8] were most commonly used. A different monitoring technique uses the magnetic field properties and includes sensors such as the magnetic sliding collar [7] and smart rocks [4]. The main limitations of those monitoring techniques are their sensitivity to suspended sediments and their vulnerability in harsh environment which is major hurdle to continuous scour monitoring.

Recently, the use of dynamic based techniques to measure scour depth became a promising alternative to the previous techniques. Two approaches can be identified: indirect and direct. The indirect approach consists in placing rod-sensors around the bridge piles and monitor their frequency [15, 2]. As scour increases, the first frequency of the sensor decreases. The direct approach consists

in monitoring the frequency of the bridge structure itself. Shinoda and Haya [11] performed impact tests on railway bridges to assess their foundation conditions. The results indicate that the more the piers are damaged, the lower their frequencies. Foti and Sabia [5] studied the effect of scour on the modal parameters of a five spans bridge in Italy. This study showed that the frequencies and modal shapes of the spans are highly affected by scour. Prendergast et al. [10] studied the effect of scour on a single pile (slenderness $\alpha > 10$) and developed a 2D model based on the Winkler theory [14] to estimate the variation of the pile frequency with scour depth. Thus, the soil-pile interaction was modeled by a beam resting on horizontal independent linear springs which were progressively suppressed to take into account scour. The proposed model was able to give a good prediction of the evolution of the single pile frequency with scour. However, it is difficult to extend this model to the case of a bridge pier. In fact, on the one hand bridge piers are rarely slender as the pile used by Prendergast et al. [10]. On the other hand, the piers stiffness with respect to soil stiffness is usually very high. The recent experimental study of Bao et al. [3] examined the effect of scour on the vibration of a laboratory scale concrete column ($\alpha = 2$). The results show that the first frequency of the column decreases with scour. However, few limitations to this study can be identified. First, the modal shape of the pier corresponding to the identified frequency was not determined. Second, even though the characteristics of the tested pier were closer to those of a real bridge pier, the pier-deck interaction was not taken into account. Finally, no model was proposed in order to estimate the frequency of this kind of structures for various scour depths.

This paper addresses some issues that are controversial or unclear in the authors opinion. First, we will attempt to determine the physical meaning of the measured frequency. When monitoring the vibration frequency of slender and flexible structure, such as piles, it is easy to visualize the modal shape corresponding to their bending mode. For rigid structures, such as piers, it is more complex to know exactly the kinematics of the modal shapes. Another unclear issue is the effect of the deck on the pier frequency and its sensitivity to scour. Finally, we will try to establish whether or not it is adequate to model the soil-pier by horizontal springs only, considering the aspect ratio between the lateral faces and the base of a cylindrical pier.

This paper starts with a description of the experimental campaigns conducted. The experimental results are then presented in the second part. In the third part, a theoretical formulation for the soil-pier interaction is proposed and a sensitivity study to the slenderness ratio and soil stiffness is performed. In the fourth part, a confrontation between the numerical and experimental results is presented. Finally, the main achievements of this work are summarized.

2. Experimental campaigns

2.1. Single bridge pier tests

A laboratory scale model bridge pier is made in order to assess the effect of scour on its frequency f . The concrete pier is cylindrical and has a total length $L = 55$ cm and a diameter $b = 11$ cm. The geometric and material characteristics of the pier are summarized in Table 1. The pier is first tested in dry sand then in a flume. The experimental set-up and protocol of each configuration are detailed in the following.

Diameter (cm)	Length (cm)	Young modulus (GPa)	Mass density (Kg/m ³)	Poisson ratio (-)
11	55	40	2700	0.2

Table 1: Geometric and material characteristics of the pier

2.1.1. Dry sand tests on a single pile

The experimental set-up is presented in Figure 1. A tank is progressively filled with dry sand of Seine until it reaches a height of 0.7 m. The pier is then placed in the sand volume with an embedded length D . An accelerometer is placed at the top of the pier and records its response with a sampling frequency of 25.6kHz. A symmetric scour hole is then created by progressively extracting a 5 cm thick soil layer. The embedded length of the pier varies from 25 to 5 cm. For each embedded length D , a hammer impact is applied and the response of the pier in the x direction is recorded by the accelerometer.

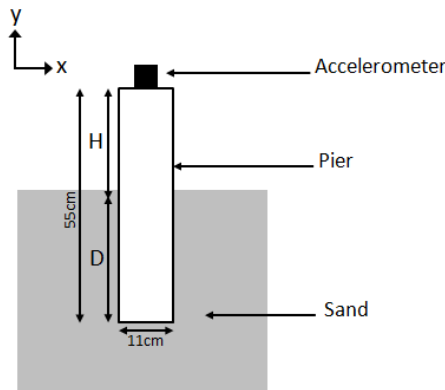


Figure 1: Experimental setup and definition sketch

2.1.2. Flume tests on a single pile

The next series of experiment are conducted in a flume. The flume is progressively filled with Hostun sand ($D_{50} = 0.6$ mm) until it reaches a final height of 25 cm. The pier is then placed with an initial embedded length $D = 20$ cm (Figure 2(a)). The flow velocity is progressively increased to generate a scour hole. The maximum scour depth achievable by increasing the flow velocity is 12 cm corresponding to $D = 8$ cm. The acceleration of the pier in the flow direction x is recorded with two accelerometers distant of $h = 18$ cm (Figure 2). The records of the two accelerometers will be used to identify the modal shape corresponding to the measured frequency of the pier.

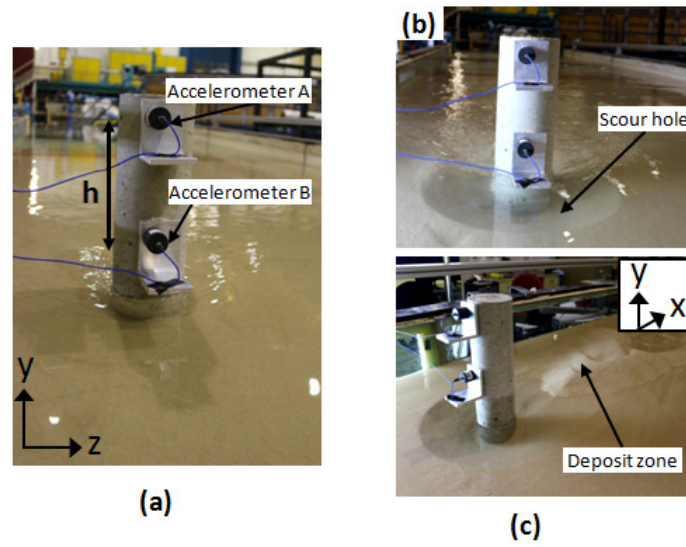


Figure 2: Experimental setup of flume tests (a) the initial configuration (h the distance between the two accelerometers) (b) front view and (c) side view of the scoured configuration

Two different testing protocols are tested. The first protocol consists in applying a hammer impact as in previous laboratory tests for every 3 cm scoured. For the second experimental protocol, only the flow induced vibration of the pier is recorded.

2.2. Bridge model tests

For the final series of tests, a bridge configuration, presented in figure 3, is tested to assess the effect of the pier-deck interaction on the predominant frequency of the pier. Two bridge piers distant of 140 cm are placed in the flume with an initial embedded length $D = 20$ cm. Rubber bearings are then placed on the top of each pier. Finally, the model bridge deck is placed over the two rubber bearings. The length of the deck is 160 cm and its total weight is $M = 26$ Kg. A hammer impact

is applied at the middle of the deck for every 3 cm scoured and the piers accelerations, in the flow direction x , are recorded with two accelerometers.

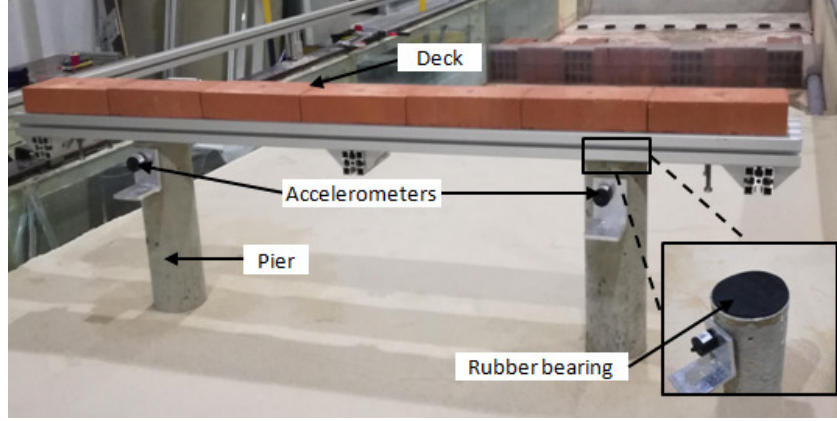


Figure 3: Experimental setup of the bridge configuration tests

3. Experimental results

3.1. Effect of scour on the first frequency of the pier

It is worthy to mention that the results obtained from ambient vibration could not be used since the hydraulic pump used to generate the flow, vibrates significantly causing the vibration of the flume with a wide range of frequencies. Therefore, it was difficult to extract the resonant frequency of the pier from the total signal. The results presented in the following were obtained using only the impact testing protocol.

The acceleration of the pier, measured by the accelerometers in all tested configurations presented in section 2, contains a large number of high frequencies as shown in figure 4. Therefore, the signal is first filtered using a 4 order low-pass Butterworth filter with a cutoff frequency of 100 Hz (Figure 4(b)). Then, the first frequency f of the pier is calculated using a Fast Fourier Transform (FFT) as shown on figure 4(d).

The variation of the first frequency f of the pier with the maximum scour depth in dry sand, in flume without the deck and in the bridge configuration are summarized in figure 5. As expected, the results show that as scour depth increases, meaning as the embedded length D decreases, the first frequency of the pier decreases. However, the results also show that the frequency of the pier in the flume, with and without the deck, remains steady for the first scoured centimeters. One of the main reasons possible for this insensitivity to scour is that the first layer of the soil is very loose.

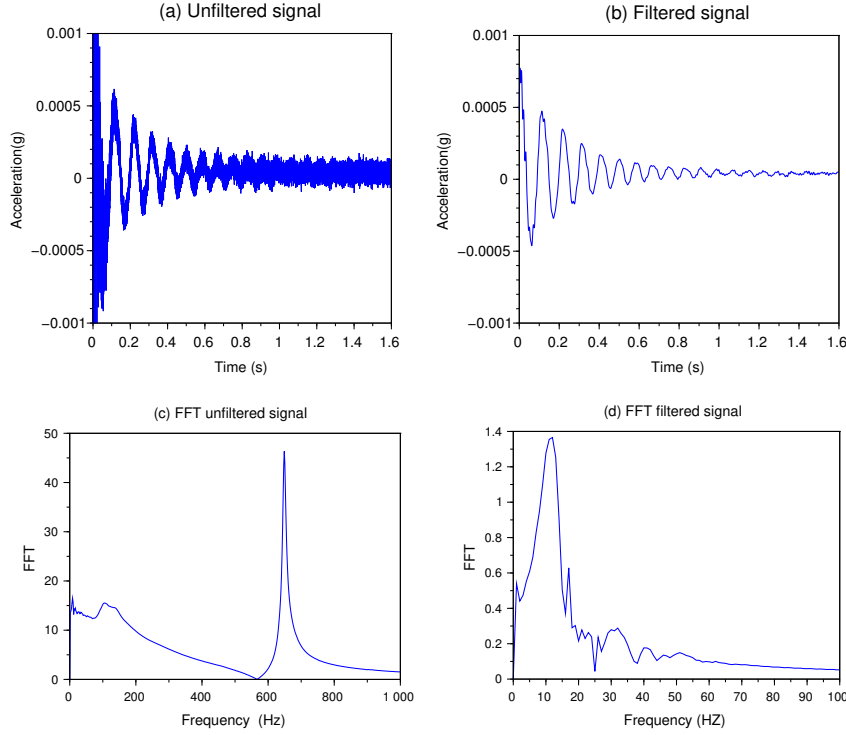


Figure 4: Raw time signal in dry sand (a) unfiltered and (b) filtered and the corresponding Fourier transform (c) before and (d) after applying the filter

When conducting the test, first, the flow was kept steady until the water reached the required level of $h_0 = 7.5\text{cm}$. During this initial phase and since the water level was very low at the beginning, the pier was scoured up to 5cm. Once the required water level was reached, sand was moved back to fill the hole and the impact test was performed. However, since no compaction of the added soil was possible, this layer of the soil remained very loose and did not insure constraint to the pier.

Regarding the effect of the deck on the pier's frequency, the experimental results (Figure 5) show a significant decrease in the frequencies. The frequencies of the pier in the bridge configuration are less by about 35% compared to the frequencies of the single pier. The sensitivity of the pier's frequency to scour in the two tested configurations is compared. The variation ratio of the frequency $|\Delta f|/f_0$ ($\Delta f = f - f_0$ where f is the measured frequency for a given scour depth and f_0 is the frequency of the pier without scour) is calculated for each scour depth. The results, Table 2, indicate that the sensitivity of the pier to scour does not change significantly when taking into account the pile-deck interaction.

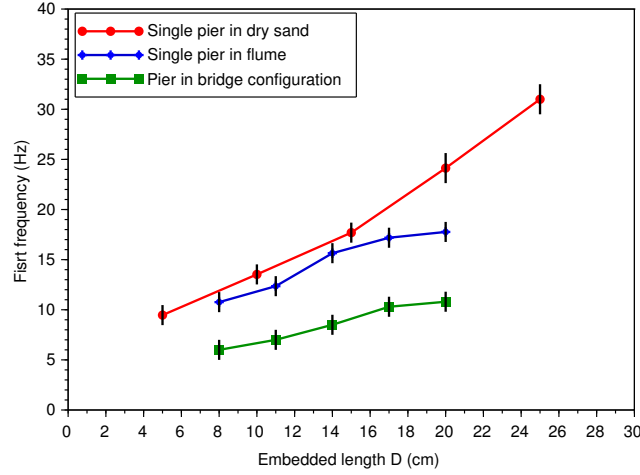


Figure 5: Variation of the frequency with the embedded length D in dry sand and flume tests with and without the deck

Scour depth (cm)	$ \Delta f /f_0$ (%)	
	Single pier	Pier with the deck
0	0	0
3	0	4
6	13	21
9	31	35
12	40	44

Table 2: Frequency variation with scour depth of the single pier and the pier in a bridge configuration

3.2. Identification of the modal shape of the pier

The tested pier has a slenderness ratio $\alpha = 5$ and its stiffness with respect to the soil stiffness is $E_p/E_s > 10^3$ where E_p is the Young modulus of the pier and E_s the Young modulus of the soil. Under impact tests, the pier vibrates in a rigid-body motion given its slenderness and stiffness. Thus, placing two accelerometers on the pier is sufficient to determine the mode shapes corresponding to the measured first frequency.

First, the first frequency of the pier is calculated using a Fast Fourier Transform (FFT). The signal is then filtered using a low pass filter (Figure 6 (a), (b), (c)) to make sure that the measured accelerations correspond to the first frequency only and therefore, the first modal shape. The modal shapes are normalized to the maximum displacement. The normalized modal shapes for different embedded lengths D are plotted in Figure 6(d). The results show that the governing motion of the

pier is a coupled swaying-rocking mode with a center of rotation embedded in the soil. However, the variation of the modal shape with scour is insignificant.

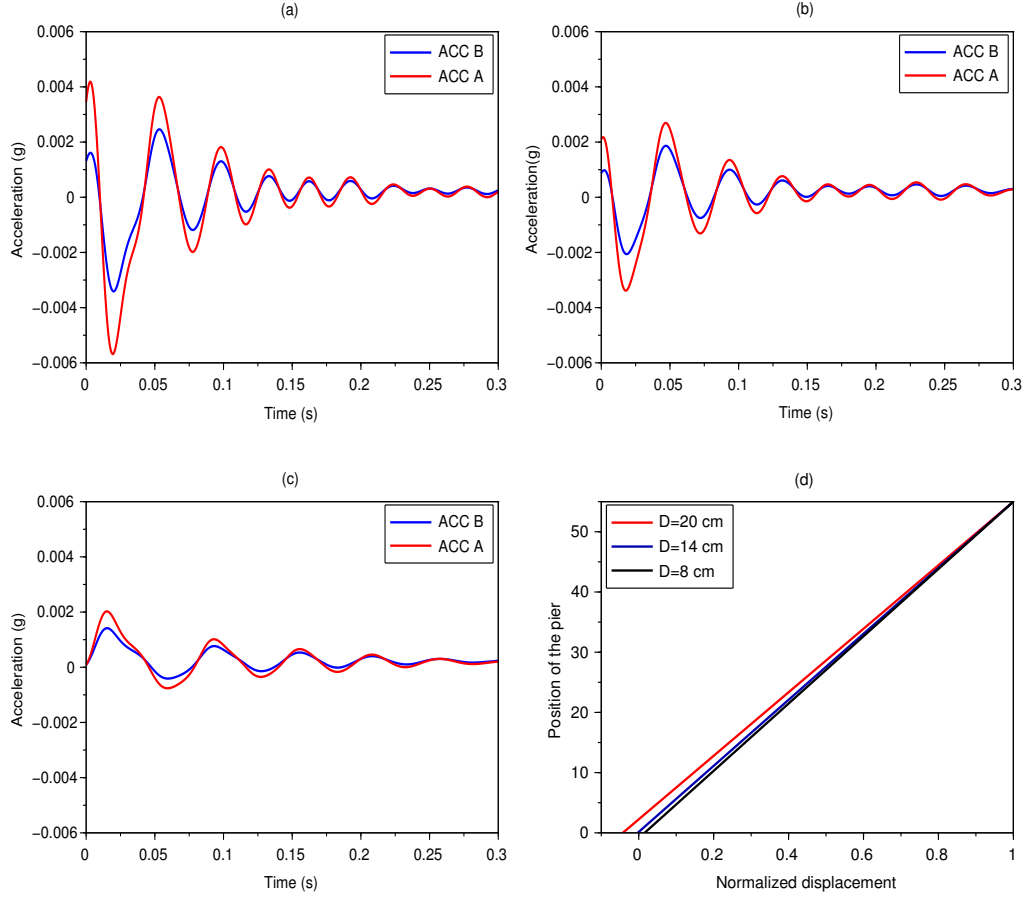


Figure 6: The filtered acceleration recorded with the accelerometer A and B (ACC A, ACC B) for the embedded lengths (a) $D=20$ cm, (b) $D=14$ cm and (c) $D=8$ cm and (d) their corresponding modal shapes

4. Proposed theoretical model

4.1. Analytical formulation

In the following, we consider a bridge pier embedded at a distance D in the soil and under free vibration in the lateral direction x . The schematics of the proposed analytical model is presented in figure 7. The model takes into account only the rigid body motion of the pier.

The following assumptions are made in the theoretical formulation proposed:

- The pier is a rigid beam with a total mass m , a moment of inertia around the gravity center J_G and L_1 the distance between the base and the gravity center.
- The soil is assumed to be homogeneous and its weight is neglected.
- The lateral soil reaction is modelled as horizontal independent linear elastic springs according to the Winkler theory [14] with a stiffness k_s .
- The base rotational springs K_r takes into account the moment produced by normal pressure on the base of the pier, induced by base rotation.

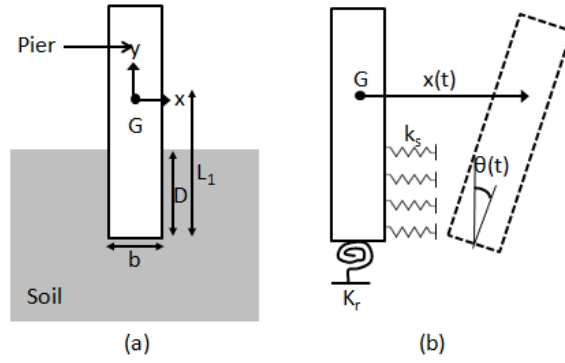


Figure 7: Rigid body vibration of a pier in soil (a) Definition sketch (b), Proposed equivalent analytical model

In the plane, the pier has two degrees of freedom: the displacement $x(t)$ and the rotation $\theta(t)$ of its the gravity center.

The force equilibrium in the horizontal direction can be written:

$$m\ddot{x} + \int_{-L_1}^{-L_1+D} k_s(x + \theta y) dy = 0. \quad (1)$$

The rotation equilibrium around the gravity center can be expressed as:

$$J_G\ddot{\theta} + K_r\theta + \int_{-L_1}^{-L_1+D} k_s(x + \theta y)y dy = 0. \quad (2)$$

Equations (1) and (2) lead to the following system:

$$\begin{cases} m\ddot{x} + k_s Dx + \frac{k_s \theta}{2} D(D - 2L_1) = 0, \\ J_G\ddot{\theta} + K_r\theta + \frac{k_s x}{2} D(D - 2L_1) + \frac{k_s \theta}{3} [(D - L_1)^3 + L_1^3] = 0. \end{cases} \quad (3)$$

The equation system (3) can be written in matrix form as:

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & J_G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_s D & \frac{k_s}{2} D(D - 2L_1) \\ \frac{k_s}{2} D(D - 2L_1) & K_r + \frac{k_s}{3} [(D - L_1)^3 + L_1^3] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4)$$

The solution of equation (4) can be written:

$$\begin{cases} x(t) = X \cos(\omega t + \varphi) \\ \theta(t) = \Theta \cos(\omega t + \varphi) \end{cases} \quad (5)$$

The following system is then obtained by substituting equation (5) in equation (4):

$$\begin{bmatrix} k_s D - m\omega^2 & \frac{k_s}{2} D(D - 2L_1) \\ \frac{k_s}{2} D(D - 2L_1) & -J_G \omega^2 + K_r + \frac{k_s}{3} [(D - L_1)^3 + L_1^3] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X \\ \Theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (6)$$

Equation (6) have a solution only if the determinant of the coefficient matrix is zero, meaning:

$$\begin{aligned} & mJ_G \omega^4 - \left(k_s D J_G + K_r m + \frac{k_s m}{3} [(D - L_1)^3 + L_1^3] \right) \omega^2 \\ & + (k_s K_r D + \frac{k_s^2}{3} D [(D - L_1)^3 + L_1^3]) - \left(\frac{k_s}{2} D(D - 2L_1) \right)^2 = 0. \end{aligned} \quad (7)$$

The eigenfrequencies f_1 and f_2 of the two rigid modes of the pier are the solutions of equation (7).

The modal shapes $(X_i, \Theta_i)_{i \in \{1,2\}}$ corresponding to the two eigenfrequencies of the beam are calculated using the following equation:

$$(k_s D - m\omega_i^2) X_i + \frac{k_s}{2} D(D - 2L_1) \Theta_i = 0 \quad (8)$$

We choose to normalize the modal shapes to the maximal displacement.

4.2. Theoretical relation between k_s and K_r

In order to perform a sensitivity study, a first attempt is made to establish a simple relation between the horizontal stiffness of the soil k_s and the rotational stiffness K_r , an energetic approach is used. We make the assumption that the base of the pier is resting on uniformly distributed closely spaced springs having the same stiffness k_s as the horizontal ones as shown in figure 8.

The elastic energy of deformation of the base can be written:

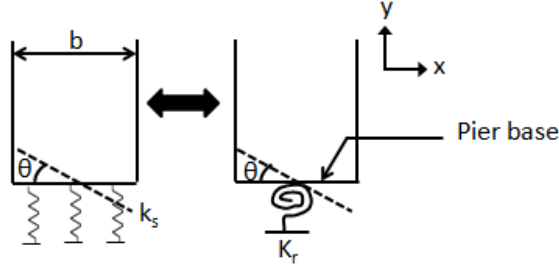


Figure 8: Rotational spring K_r equivalence to vertical spring k_s

$$\frac{1}{2} \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} k_s (\theta y)^2 dx = \frac{1}{2} K_r \theta^2. \quad (9)$$

Therefore, the initial estimated rotational stiffness $(K_r)_{init}$ is proportional to k_s according to the following equation:

$$(K_r)_{init} = \frac{1}{24} k_s b^3 \quad (10)$$

4.3. Numerical validation of the theoretical model

In order to validate the theoretical formulation of the model and perform a sensitivity analysis to the soil stiffness and the slenderness ratio of the pier, a 2D finite elements model is developed. The pier is modeled as an Euler Bernoulli beam and the lateral soil is modelled with linear elastic springs with a stiffness K that verifies:

$$K = k_s \times \Delta y \quad (11)$$

where k_s is modulus of subgrade reaction of the soil and Δy is the spacing between the springs. A rotational spring is modeled at the base of the beam. The finite elements model is then computed for different soil stiffness. The results of the parametric study are summarized in table 3.

The results first show that the analytical and numerical results are in very good agreement and therefore the analytical formulation can be validated. The results also indicate that as soil stiffness increases, the gap between analytical and numerical results increases. This can be because, as soil stiffness increases, the assumption that the pier behaves as a rigid body with respect to the soil stiffness is no longer valid. In this case, the pier behaves as an elastic beam.

A second sensitivity study was performed to evaluate the effect of the slenderness ratio α on the validity of the proposed model. The diameter b of the pier is kept constant while its length L is

Lateral stiffness k_s MN.m ⁻²	First frequency (Hz)		Second frequency (Hz)	
	Analytical	Numerical	Analytical	Numerical
1	7.21	7.19	29.95	30.00
5	16.12	16.11	66.99	67.01
10	22.80	22.78	94.96	94.87
100	72.13	71.01	300.29	299.38
500	161.29	144.56	671.47	662.02

Table 3: Comparison of analytical and numerical frequencies for different values of soil stiffness

increased. The pier is tested with an embedded length $D = L/2$ in order to keep a similar testing configuration when changing the slenderness ratio α . The soil stiffness is kept constant ($k_s = 10$ MN/m²) for all the tests. The results are summarized in Table 4.

Slenderness ratio α	First frequency (Hz)		Second frequency (Hz)	
	Analytical	Numerical	Analytical	Numerical
-				
2	38.57	38.88	101.16	100.3
5	26.83	26.80	96.28	96.17
10	25.85	25.22	96.01	95.71
50	25.71	5.35 (bending mode)	95.97	32.29 (bending mode)

Table 4: Comparison of analytical and numerical frequencies for different slenderness ratio α

The results (Table 4) indicate that for low slenderness ratios α , a good agreement can be found between analytical and numerical results. However, for a slenderness ratio $\alpha = 50$, the vibration of the pier is governed only by elastic modes as show by the numerical results. Therefore, the analytical model is no longer valid for this kind of structures.

The results of the sensitivity study for both the soil stiffness E_s (with respect to the pier stiffness E_p) and the slenderness ratio α define the validity domain of the rigid body hypothesis used in the model.

4.4. The effect of the rotational spring

A sensitivity study is performed to assess the contribution of the rotational spring to the soil stiffness. The horizontal stiffness is $k_s = 50$ MN/m² and the stiffness of the rotational spring $(K_r)_{init}$

is calculated using the proposed formula Equation (10). The frequencies of the pier are computed, with and without the rotational spring, for a varying embedded length D from 5 to 25 cm.

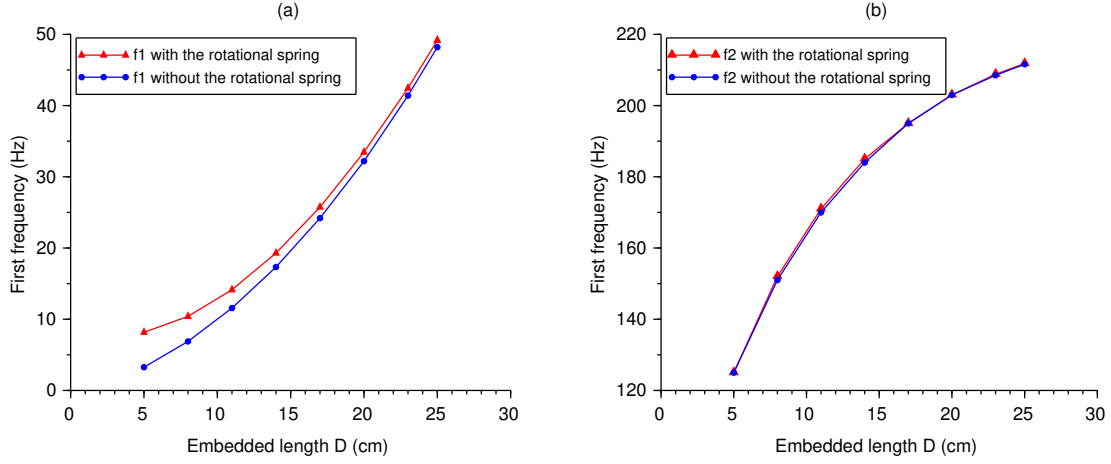


Figure 9: Effect of the rotational spring with varying embedded length (a) on the first frequency f_1 and (b) the second frequency f_2 of the pier

The results, Figure 9, indicate that only the first rigid frequency f_1 is significantly modified by the rotational spring. This effect is more predominant as the embedded length D decreases. As an example, for $D = 5$ cm taking into account the rotational spring increases the first frequency by 40%. This is mainly linked to the fact that the less the pier is embedded, the less the lateral soil is mobilized in comparison with the soil base. When the pier is embedded enough, the vibration of the pier is governed mainly by the lateral soil interaction and the effect of soil base is therefore negligible.

5. Proposed model validation

5.1. Identification of the soil stiffness parameters

A finite elements model is developed using Code-Aster software. Both the soil and the model bridge pier are modeled using 3D elements and are meshed using 10 nodes tetrahedron elements. The model is based on the following hypothesis: 1) the soil medium and the pier are elastic, 2) the soil's Young modulus E_s remains constant with depth and 3) the soil and the pier are perfectly bounded at the interface. The soil reaches 2 m depth and 2.5 m width, therefore preventing any influence on the pier response. The displacement of the lateral faces of the soil are blocked in the normal direction and the base is blocked in all directions. Scour is simulated by creating a cylindrical hole around the pier as shown in Figure 10(a) for every 5cm scoured.

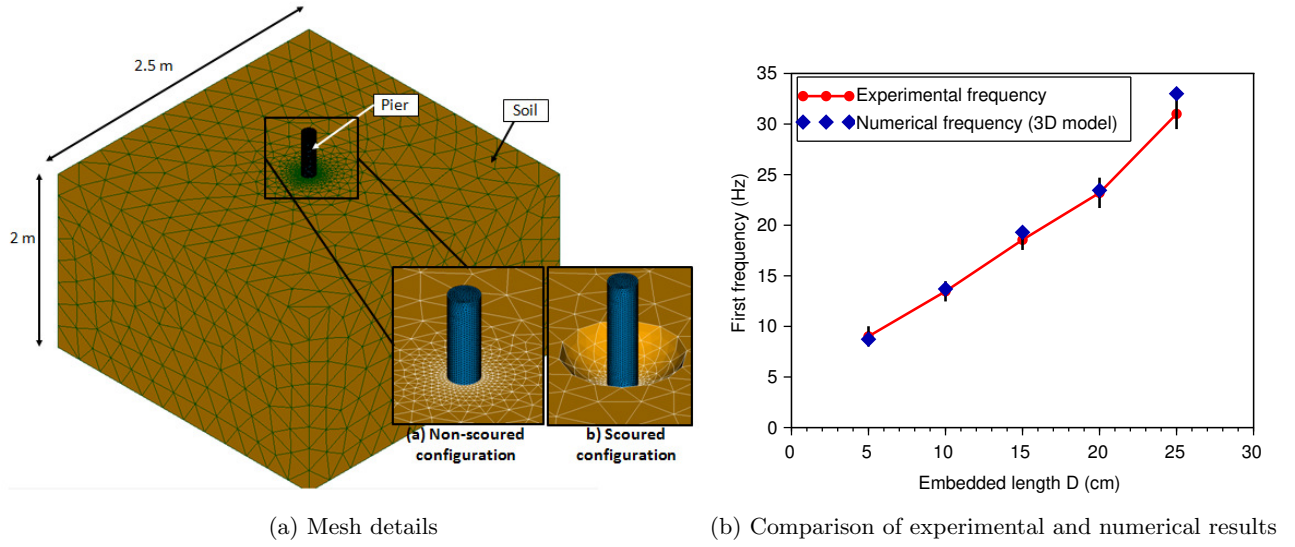


Figure 10: Finite elements model of the soil-pier system (a) mesh details and (b) results of the single pier in dry sand

The material and geometrical parameters of the pier used are summarized in Table 1. The mass density and Poisson ratio of the soil are $\rho_s = 1700 \text{ Kg/m}^3$ and $\nu_s = 0.33$ respectively. A modal analysis is performed for each 5 cm scour depth to evaluate the frequency of the pier. Since the Young modulus E_s of the soil is the only unknown parameter, its value is calibrated in order to have the best fitting numerical results for the experimental single pier results. A good agreement is obtained for $E_s = 4.2 \text{ MPa}$ and the results of the single pier are summarized Figure 10(b).

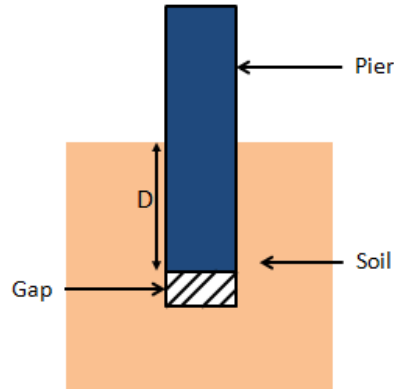


Figure 11: Schematics of the second numerical model neglecting the base effect

Once the 3D model calibrated, the values of k_s and K_r used in the proposed theoretical model can be determined following two steps. First, the value of k_s is determined. To do so, a second 3D

model is developed. The only difference between the two 3D models is that a gap is left between the pier's base and the soil, as show in Figure 11, in order to eliminate the contribution of the base stiffness to the pier response. Therefore, this new model is equivalent to the analytical model with $K_r = 0$.

The model is computed for high embedded lengths $D = 25\text{cm}$ and $D = 20\text{cm}$ to avoid any base effect. Considering the analytical model, the numerical frequency $(f_1)_{num}$ obtained is solution of the equation 7 and thus verifies:

$$mJ_G\omega_{num}^4 - \left(k_sDJ_G + \frac{k_sm}{3}[(D - L_1)^3 + L_1^3]\right)\omega_{num}^2 + \left(\frac{k_s^2}{3}D[(D - L_1)^3 + L_1^3]\right) - \left(\frac{k_s}{2}D(D - 2L_1)\right)^2 = 0. \quad (12)$$

where $\omega_{num} = 2\pi(f_1)_{num}$.

The value of k_s can then be fixed by solving Equation 12. The obtained values are presented in Table 5. This analysis make possible to determine a range of possible value of k_s . The value of k_s is fixed to 25 MPa in the following.

D (cm)	f without a gap (Hz)	f with a gap (Hz)	k_s (MPa)
25	33.0	30.00	20
20	23.5	22.5	25

Table 5: Numerical pier frequencies with and without the base effect

In a second step, the value of K_r is determined. Since, the effect of K_r is predominant for low embedded length, Equation 7 is solved for $D = 5\text{cm}$ and $D = 10\text{ cm}$. The input parameters are $k_s = 25\text{ MPa}$ fixed previously and $\omega = 2\pi f_{num}(D = 5\text{cm}; D = 10\text{cm})$ where f_{num} the numerical frequency computed with the first 3D model (Figure 10). The average value of the rotational spring obtained is $K_r \simeq 4100\text{ N.m/rad}$. It is worthy to mention that this value correspond to 3 times the value of the initial stiffness $(K_r)_{init}$ obtained with Equation (10). The values of k_s and K_r are kept fixed in the following.

5.2. Comparison with the experimental results of the single pier

In order to assess the accuracy of the proposed model, the experimental data is compared to the theoretical results. First, the experimental frequencies of the single pier are compared to the theoretical frequencies obtained from the analytical proposed model. The theoretical frequencies are

computed for the previously calibrated value of k_s ($k_s = 25$ MPa) and two values of the rotational spring: $(K_r)_{init}$ computed using Equation (10) and the calibrated value of $(K_r)_{calib}$ so that the relation between the two rotational spring stiffness was find to verify:

$$(K_r)_{calib} = 3 \times (K_r)_{init} = \frac{1}{8}k_s b^3 \quad (13)$$

Figure 12(a) indicates that the model computed with the initial value of the rotational spring $(K_r)_{init}$ does not simulate correctly the single pier behaviour. In fact, as the embedded length D of the pier decreases the gap between the theoretical and experimental frequencies increases, which is predominately related to an underestimation of the base rotational spring as demonstrated in Section 4.4. This assumption is confirmed when the model is computed with a higher value of rotational spring stiffness $(K_r)_{calib}$. The results show a good agreement between experimental results and the calibrated theoretical model. For the single pier in flume, the model does not take into account the loose stiffness of the first 5 cm of the soil and therefore overestimates these frequencies.

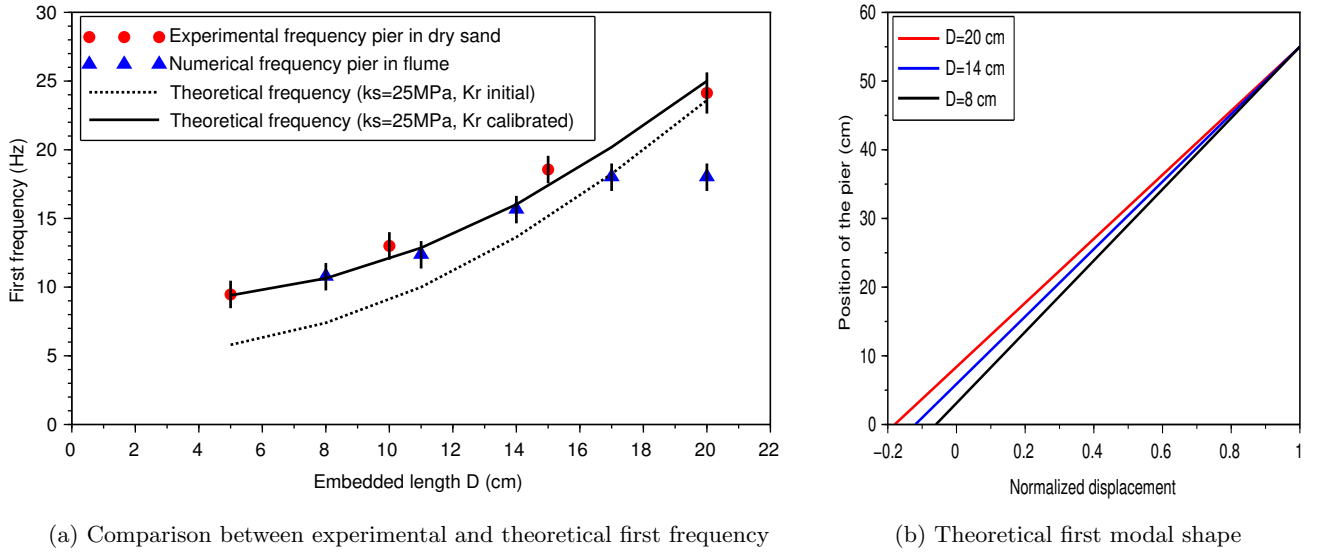


Figure 12: Single bridge pier (a) theoretical frequency and (b) corresponding modal shape

The theoretical modal shape of the pier are also calculated. The results Figure 12 (b) confirm that the first analytical modal shape correspond to a coupled swaying-rocking motion and validates the model calibration.

5.3. Comparison with the experimental results of the pier in bridge configuration

For the second validation, the pier in bridge configuration is modeled. We assume that each pier support half the deck weight. The deck is modeled as a nodal mass placed at the top of the pier and having a total weight $M' = M/2$ with M the total mass of the deck (Figure 13 (a)). In this case, the values of the weight m and the moment of inertia around the gravity center of the pier J_G are modified to take into account the bridge deck. In that respect, the modified values are expressed by the following system:

$$\begin{cases} m' = m + M', \\ J_G' = J_G + M' \times d. \end{cases} \quad (14)$$

where m' and J_G' are the modified weight and moment of inertia around the gravity center respectively and d the distance between the gravity center of the pier and the gravity center of half the deck. The results are presented in Figure 13 (b) show a good agreement between the theoretical and experimental results. Therefore, the model is capable of predicting the pier frequency variation with scour when the bridge deck is correctly taken into account.

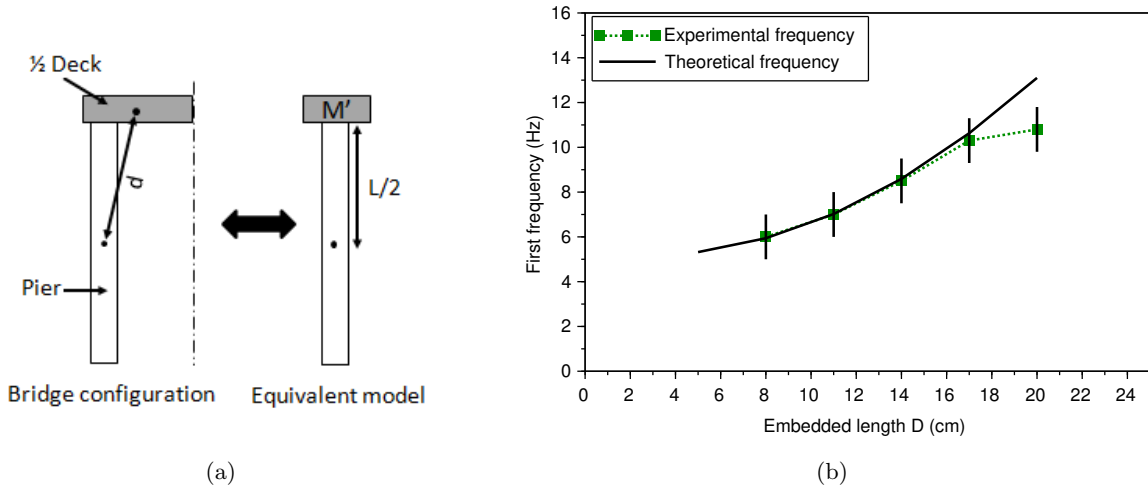


Figure 13: Pier in bridge configuration (a) Simplified model and (b) comparison between experimental and theoretical first frequency

5.4. Confrontation to literature results

In this section, the analytical model is used to model the tests conducted by [3]. The tested single bridge pier had a diameter of $b = 15.3$ cm and a total length $L = 30.6$ cm. The embedded

length was varied from $D = 22\text{cm}$ to $D = 7\text{cm}$ with 3 cm scour increment. The pier was tested in a low density sand.

The proposed theoretical model is computed using a lateral spring stiffness $k_s = 8.5 \text{ MPa}$ and the rotationnel spring K_r is calculated using the equation deduced after spring calibration expressed by Equation (13) of the previous section.

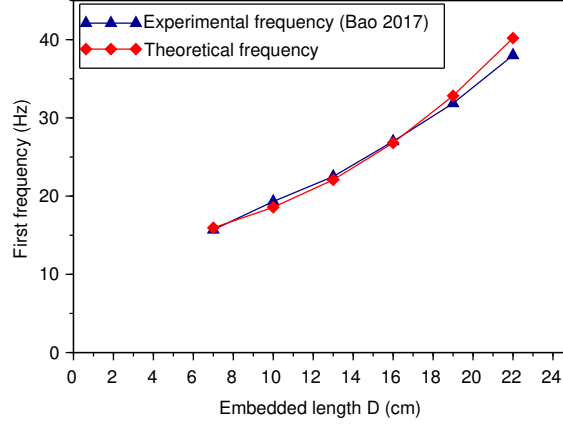


Figure 14: Comparison between theoretical and Bao experimental frequencies

The results of the proposed model after calibration are in a good agreement with the experimental results. Further validation of Equation (13) on other cases have to be conducted to determine its validity domain and limitations.

6. Final remarks and conclusions

This paper investigates the effects of scour on the frequency of a bridge pier and proposes a simplified model for this kind of structures. To this end, experimental campaigns were conducted using a single pier in two types of soil: dry sand and saturated sand in flume. The pier was also tested in a bridge configuration to evaluate the deck effect on the pier frequency. The experimental results provided validation data for both the first frequency and the corresponding modal shape of the pier. A theoretical model was proposed to model the pier behaviour. The soil was taken into account with both horizontal springs and a rotational spring at the base to take into account the vertical effect of the soil that become predominant as scour increases. The model indicates that the first rigid frequency of the pier correspond to a coupled swaying-rocking mode. This results are in agreement with the modal shapes identified experimentally. The model was also capable of correctly estimating the frequency of the pier in bridge configuration when the deck effect was

correctly taking into account. The model was also compared to literature results and showed good agreement. One of the main limitation of the model is the direct identification of the lateral stiffness of the soil instead of fitting the experimental results. Future research will try establishing empirical relations between the lateral spring stiffness and the Young modulus of the soil for rigid piers.

References

- [1] Anderson, N., Ismael, A., Thitimakorn, T., 2007. Ground-penetrating radar: A tool for monitoring bridge scour. *Environmental and Engineering Geoscience* 13, pp. 110.
- [2] Azhari, F., Loh, K. J., 2017. Laboratory validation of buried piezoelectric scour sensing rods. *Structural Control and Health Monitoring* 24 (9).
- [3] Bao, T., Swartz, R. A., Vitton, S., Sun, Y., Zhang, C., Liu, Z., 2017. Critical insights for advanced bridge scour detection using the natural frequency. *Journal of Sound and Vibration* 386, p.p:116 – 133.
- [4] Chen, G., Schafer, B. P., Lin, Z., Huang, Y., Suaznabar, O., Shen, J., Kerenyi, K., 2015. Maximum scour depth based on magnetic field change in smart rocks for foundation stability evaluation of bridges. *Structural Health Monitoring* 14 (1), 86–99.
- [5] Foti, S., Sabia, D., 2011. Influence of foundation scour on the dynamic response of an existing bridge. *Journal of Bridge Engineering* 16 (2), 295–304.
URL [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000146](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000146)
- [6] Gorin, S., Haeni, F., 1989. Use of surface-geophysical methods to assess riverbed scour at bridge piers. Tech. rep., US Geological Survey; Books and Open-File Reports, Federal Center,.
- [7] Lu, J.-Y., Hong, J.-H., Su, C.-C., Wang, C.-Y., Lai, J.-S., 2008. Field measurements and simulation of bridge scour depth variations during floods. *Journal of Hydraulic Engineering* 134 (6), 810–821.
- [8] Lu Deng, C., 2010. Bridge scour: Prediction, modeling, monitoring, and countermeasures review. *Practice Periodical on Structural Design and Construction* 15 (2), 125–134.
URL [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)SC.1943-5576.0000041](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000041)
- [9] Millard, S., Bungey, J., Thomas, C., Soutsos, M., Shaw, M., Patterson, A., 1998. Assessing bridge pier scour by radar. *NDT & E International* 31 (4), 251–258.

- [10] Prendergast, L., Hester, D., Gavin, K., OSullivan, J., 2013. An investigation of the changes in the natural frequency of a pile affected by scour. *Journal of Sound and Vibration* 332 (25), 6685 – 6702.
URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022460X13006858>
- [11] Shinoda, M., Haya, H. and Murata, S., 2008. Nondestructive evaluation of railway bridge sub-structures by persussion test. In: *Proceedings of the fourth international conference on scour and erosion*, Tokyo, Japan.
- [12] Taricska, M., 2014. An analysis of recent bridge failures (2000-2012). Ph.D. thesis, The Ohio State University.
- [13] Wardhana, K., Hadipriono, F. C., 2003. Analysis of recent bridge failures in the United States. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 17 (3), 144–150.
- [14] Winkler, E., 1867. *Theory of elasticity and strength*. Dominicus Prague.
- [15] Zarafshan, A., Iranmanesh, A., Ansari, F., 2012. Vibration-based method and sensor for monitoring of bridge scour. *Journal of Bridge Engineering* 17 (6), 829–838.
URL [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000362](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000362)

IV.3 Suivi vibratoire de la pile cylindrique avec semelle

Les résultats de la pile cylindrique avec semelle sont présentés dans cette section.

IV.3.1 Protocole d'affouillement de la pile cylindrique avec semelle

Afin de pouvoir comparer les deux types de piles, la pile avec semelle a été mise en place avec un enfoncement initial de $D = 20\text{cm}$ dans le canal. Le protocole précédent (Tableau IV.1) a été adopté pour démarrer l'étude d'affouillement. Toutefois, il a été constaté que dès lors que la semelle a été exposée, soit 5 cm d'affouillement, la profondeur d'affouillement n'a plus évoluée en augmentant le débit. Cela pourrait s'expliquer par le fait que les tourbillons de fer à cheval se forment autour de la partie cylindrique. La hauteur d'eau n'étant pas très importante, ces tourbillons ne sont pas assez forts pour se déplacer en amont et éroder la semelle.

La pile a été testée également pour $D = 15\text{ cm}$ en enfonçant moins la semelle dans le sol. La profondeur d'affouillement maximale atteinte est de 5 cm. Nous avons alors décidé de recréer manuellement la géométrie de la fosse pour un affouillement de 10 cm également.

IV.3.2 L'effet de l'affouillement sur la fréquence de la pile

La pile avec semelle a été testée pour deux enfoncements initiaux $D = 20\text{ cm}$ et $D = 15\text{ cm}$. La vibration de la pile a été générée par impacts de marteau. La variation de la fréquence de vibration de la pile, dans les deux configurations testées, est présentée sur la figure IV.4.

La figure IV.4 indique que pour $D = 20\text{ cm}$, la fréquence est insensible à l'affouillement. Ce résultat a été également constaté pour la pile cylindrique étudiée dans l'article. Cela est principalement dû au fait que les premiers centimètres du sol en surface n'ont pas été compactés.

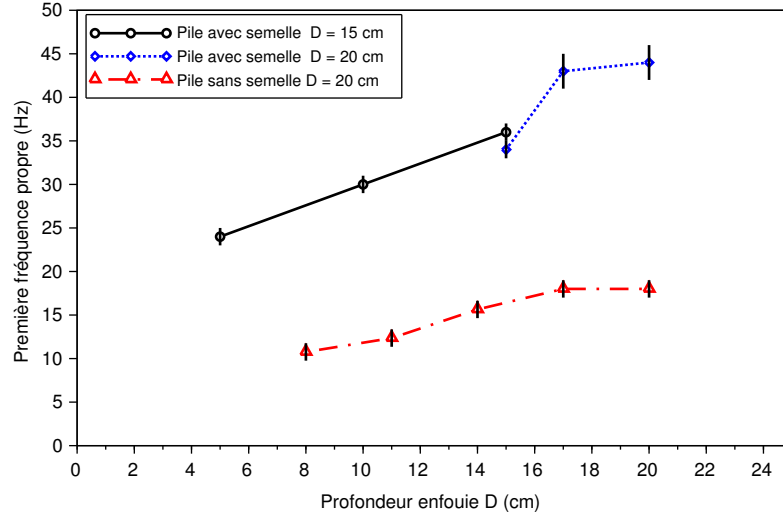


Figure IV.4. Variation de la fréquence de vibration avec la profondeur d'enfouissement D des deux géométries de piles (avec semelle et sans semelle) dans le canal

La fréquence de la pile avec semelle pour $D = 15$ cm reste similaire pour les deux enfoncements initiaux testés, assurant ainsi la continuité de la courbe fréquence-profondeur enfouie.

En comparant les fréquences de vibration des deux géométries de pile, nous constatons que les fréquences de la pile avec semelle sont 2,5 fois supérieures aux fréquences de la pile sans semelle. Toutefois, les taux de variation de la fréquence des deux piles sont similaires.

IV.3.3 Identification de la déformée modale correspondante

Deux accéléromètres A et B distants de $h = 17$ cm ont été placés sur la pile avec semelle (Figure IV.5 (a)). La méthodologie d'identification de la déformée modale, précédemment détaillée dans l'article, a été appliquée aux signaux enregistrés. Les signaux des deux accéléromètres après filtrage sont présentés sur la figure IV.5 (b).

Les déformées modales identifiées ont été normalisées par le déplacement maximal et sont représentées sur la figure IV.6 pour différentes profondeurs d'affouillement.

La déformée modale de la pile avec semelle correspond un mouvement de basculement de la pile autour d'un centre de rotation enfoui dans le sol. Les déformées modales sont toutefois peu influencées par l'affouillement.

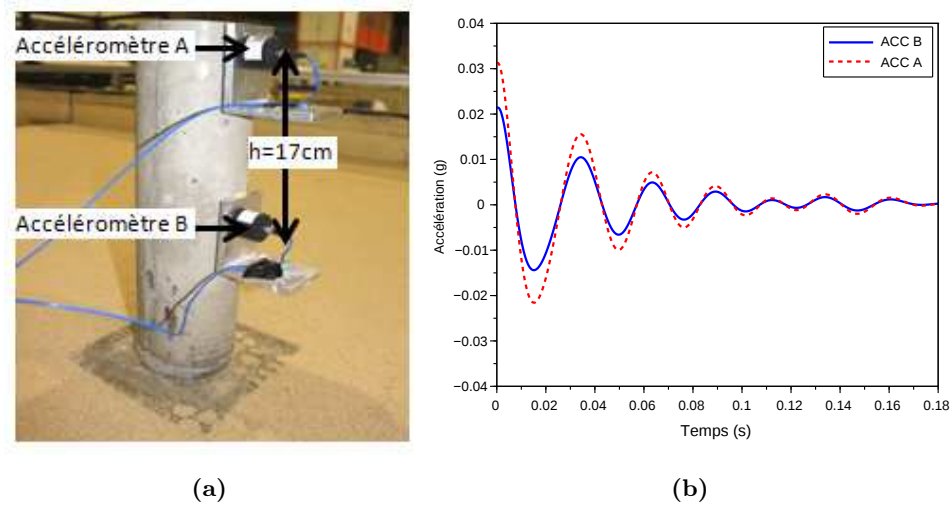


Figure IV.5. Pile avec semelle, (a) Position des accéléromètres et (b) accélérations filtrées enregistrées pour $D = 10$ cm

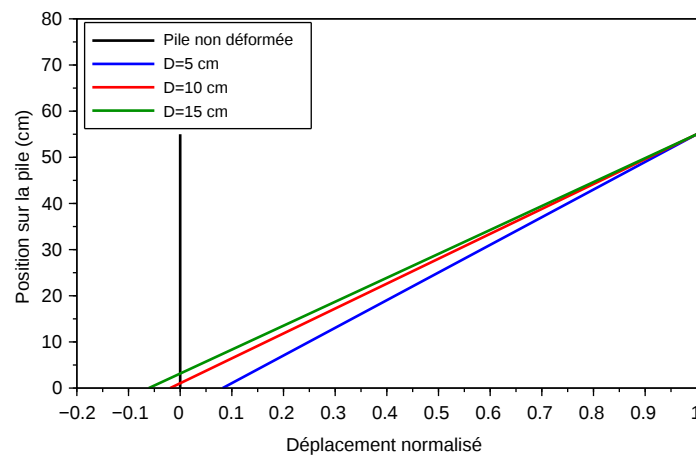


Figure IV.6. Déformées modales de la pile avec semelle pour différentes profondeurs d'affouillement

IV.4 Analyse de la réponse vibratoire après impact de la pile par la transformée en ondelettes TO

La transformée de Fourier (TF) est un outil puissant pour l'analyse fréquentielle d'un signal stationnaire. Toutefois, l'analyse de Fourier est incapable de décrire la variation de la fréquence en fonction du temps. De plus, la réponse vibratoire d'une pile de pont dépend de plusieurs types d'interactions : pile-sol, pile-fluide, pile-tablier (...) Ces différentes interactions peuvent alors engendrer des comportements non linéaires plus ou moins prononcés, et modifier les propriétés dynamiques de la structure (Childs et al., 1996).

Afin de détecter la présence de ces non-linéarités, la Transformée en Ondelettes Continue (TOC) peut être utilisée. Cet outil mathématique, contrairement à la TF, permet de visualiser la variation des fréquences avec le temps. La base théorique de la méthode est fournie en annexe.

Dans la suite de ce chapitre, le choix de paramètres de l'ondelette mère est détaillé et les résultats d'application de la méthode aux signaux des piles seules et avec tablier sont présentés.

IV.4.1 La transformée en ondelettes continue de Cauchy

Dans le cadre de cette étude, l'ondelette mère de Cauchy a été utilisée pour le traitement des signaux transitoires après impact (Le & Argoul, 2004). La méthode utilise des paramètres d'entrée spécifiques qui sont : la plage des fréquences $[f_{min}, f_{max}]$, N le nombre de points discrétisant cet intervalle fréquentiel et le facteur de qualité Q .

Afin de déterminer la fréquence instantanée de la pile $f_i(t)$, nous procédons ainsi :

- Calcul de la transformée en ondelettes du signal,
- Détermination des effets de bords dans le domaine,
- Extraction des arêtes $a_n(t)$ du signal (les points dans le plan temps-fréquence tel que le module de la TOC est maximal),
- Détermination de la variation instantanée de la première fréquence.

Prenons un exemple pour illustrer nos propos.

Soit le signal transitoire $u(t) = \frac{1}{2}e^{-t} \sin(2\pi \cdot 6t)$ représenté sur la figure IV.7 (a). Ce signal oscillant a une amplitude décroissante exponentiellement avec le temps. La plage de fréquences étudiée est $[2, 12]$ Hz et le facteur de qualité est fixé à $Q = 10$.

La figure IV.7 (b) présente le module de la TOC dans le plan temps-fréquence. Deux hyperboles délimitent la zone où le calcul de la TOC est sujet à l'effet de bords lors du calcul numérique de l'intégrale. Les densités spectrales d'énergie obtenues par transformée en ondelettes (ESD_ψ) et par transformée de Fourier (ESD) sont comparées dans la figure IV.7 (c).

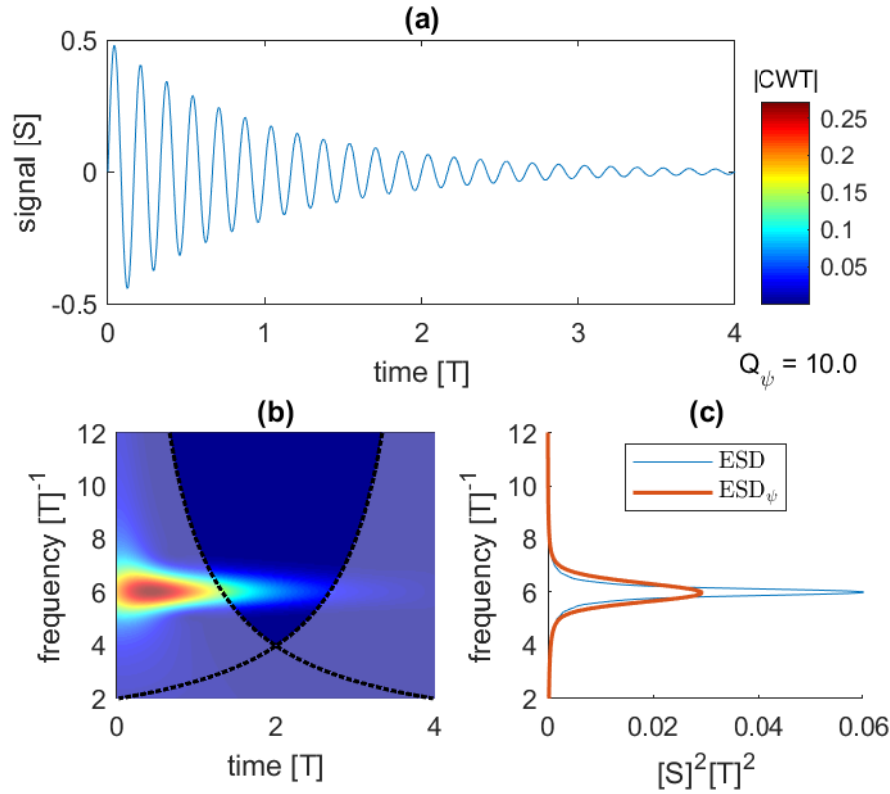


Figure IV.7. Transformée en ondelettes d'un signal transitoire

Par la suite, l'arête du signal est extraite, c'est-à-dire les points sur le plan temps-fréquences tel que le module de la TOC est maximal. La fréquence instantanée du système est représentée sur la figure IV.8.

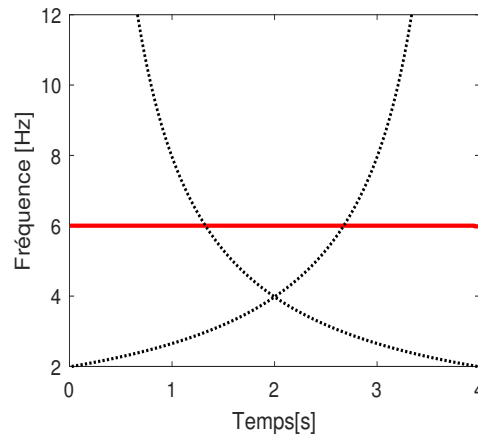


Figure IV.8. Variation de la fréquence avec le temps

Il convient de souligner que la variation instantanée de l'amortissement peut également être déterminée par la TOC. Pour ce faire, le logarithme du squelette (module de la TOC sur

l'arête Figure IV.9 (a)) est tracé en fonction du temps sur la figure IV.9 (b). La pente de la courbe caractérise l'amortissement du signal u .

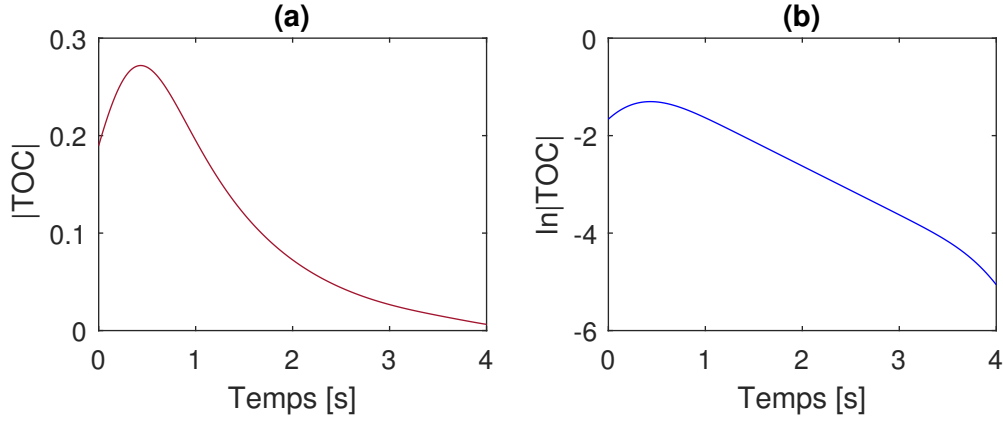


Figure IV.9. (a) Squelette du signal à l'échelle linéaire et (b) à l'échelle logarithmique

IV.4.2 Détermination de la fréquence instantanée de la pile cylindrique

IV.4.2.1 Pile cylindrique isolée

La méthodologie d'analyse par TOC précédemment expliquée est appliquée aux signaux de la pile cylindrique isolée pour différentes profondeurs d'affouillement.

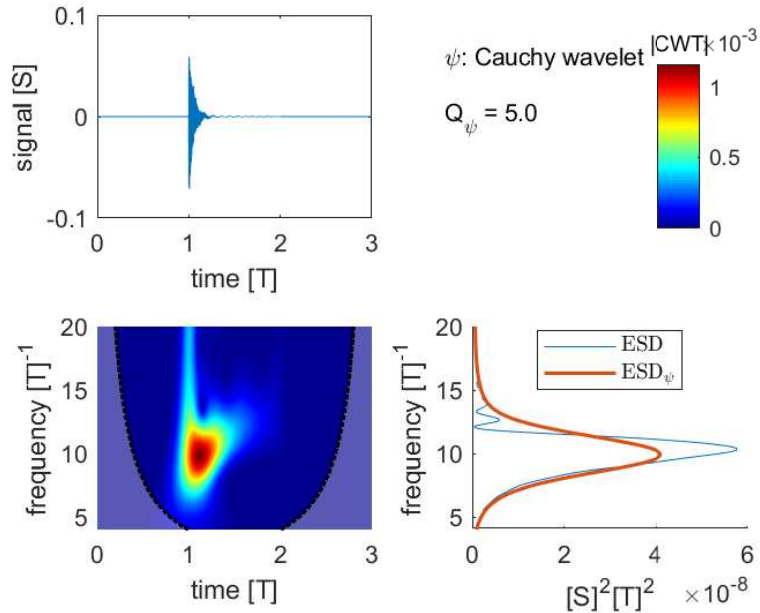


Figure IV.10. Transformée en ondelettes de la réponse transitoire de la pile pour $D = 5$ cm

Le signal d'entrée (Figure IV.10) présente la réponse transitoire de la pile placée dans du sable

sec avec $D = 5\text{cm}$. Une procédure de zero padding (ajout de zéro au signal) a été effectuée en début et fin du signal pour limiter l'influence des effets de bords.

Ainsi, le signal est composé de trois phases :

- $[0\text{s}, 1\text{s}]$: zero padding en début de signal,
- $[1\text{s}, 2\text{s}]$: réponse transitoire de la pile,
- $[2\text{s}, 3\text{s}]$: zero padding en fin de signal.

La fréquence instantanée de la pile est représentée sur la figure IV.11. La partie encadrée en pointillés correspond à la fréquence instantanée de la réponse transitoire de la pile. Les résultats indiquent que la fréquence de la pile varie avec le temps. En effet, elle augmente progressivement avec la diminution de l'amplitude de vibration de la pile. A $t = 1\text{s}$, la fréquence de la pile est $f_{init} = 9,7\text{ Hz}$, ce qui correspond à la fréquence identifiée par la TF (Figure IV.10). Cette fréquence reste constante pendant 15 ms puis augmente. A $t = 2\text{s}$, la fréquence finale identifiée est $f_{fin} = 12,7\text{ Hz}$.

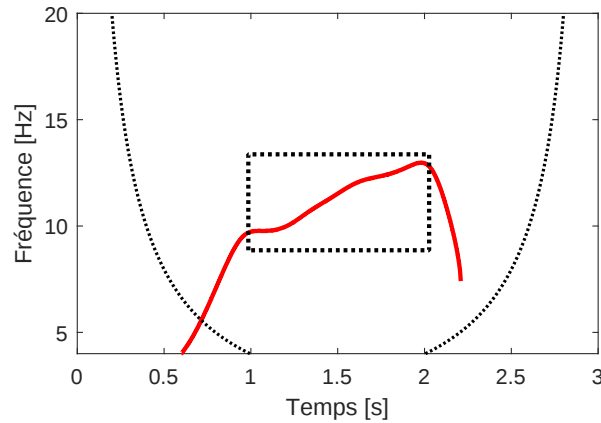


Figure IV.11. Variation de la fréquence instantanée de la pile avec le temps

Le tableau IV.2 résume les résultats de la pile dans le sable sec pour différentes profondeurs d'affouillement.

IV.4.2.2 Pile avec tablier

Afin de caractériser les non-linéarités dans le cas de la pile avec le tablier, la méthodologie d'analyse par TOC a été appliquée aux signaux de la pile cylindrique dans la configuration

D (cm)	f_{FFT}	Intervalle fréquence (Hz)	Q	f_{init} (Hz)	f_{fin} (Hz)	$\frac{\Delta f}{f_{init}}$ (%)
5	9,5	[5,20]	5	9,7	12,7	31%
15	18,6	[10,30]	10	18,1	23,5	30%
25	31	[25,45]	10	29,2	31,5	8%

Tableau IV.2. Les fréquences obtenues par TO au début et à la fin de la réponse transitoire de la pile (D est la profondeur enfouie et f_{FFT} est la fréquence calculée par FFT)

pont pour différentes profondeurs d'affouillement. Les résultats sont résumés dans le tableau **IV.3.**

D (cm)	f_{FFT}	Intervalle fréquence (Hz)	Q	f_{init} (Hz)	f_{fin} (Hz)	$\frac{\Delta f}{f_{init}}$ (%)
8	6	[2,15]	5	6,5	9,2	42%
14	8,5	[2,15]	5	8,7	12,8	47 %
20	10,8	[0,15]	5	10,4	13,9	34%

Tableau IV.3. Les fréquences obtenues par TO au début et à la fin de la réponse transitoire de la pile avec tablier (D est la profondeur enfouie et f_{FFT} est la fréquence calculée par FFT)

IV.4.2.3 Interprétation des résultats

Le traitement des signaux par ondelettes a permis de constater que la fréquence instantanée de la pile varie avec le temps. En effet, deux phases de réponse de la pile peuvent être distinguées : Durant la première phase, qui dure en moyenne 15 millisecondes, la fréquence instantanée reste constante dans le temps et sa valeur est proche de la fréquence calculée par la transformée de Fourier f_{FFT} . Durant la deuxième phase, la fréquence augmente progressivement.

La variation de la fréquence instantanée avec l'amplitude du signal montre que le comportement de la pile est non-linéaire. La non-linéarité observée peut être attribuée à la variation de la rigidité du sol avec le niveau de déformation. En effet, en petite déformation, la raideur du sol diminue avec le niveau de déformation comme le montre la figure **IV.12**. Ainsi, pour une grande amplitude de vibration, la raideur du sol est faible. Au fur et à mesure que l'amplitude du signal diminue, la raideur du sol augmente. Par conséquent la fréquence de la pile augmente progressivement avec la diminution de l'amplitude.

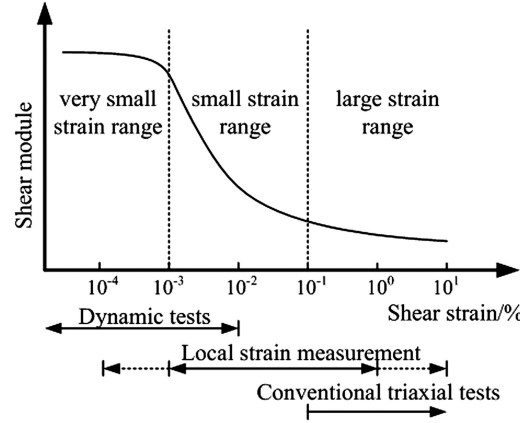


Figure IV.12. Courbe de variation de la raideur du sol en fonction du niveau de déformations (Chen & Zhou, 2013)

Les résultats expérimentaux ne permettent pas d'évaluer la contribution de l'interaction pile-tablier à la non-linéarité observée. En effet, les taux de variation de la fréquence instantanée avec et sans tablier sont du même ordre.

IV.5 Conclusions

Dans ce quatrième chapitre, la réponse vibratoire d'une pile de pont atteinte d'affouillement a été étudiée. Des campagnes d'essai sur modèle réduit de pile et de pont ont été menées en canal hydraulique.

La première fréquence de vibration des piles diminue avec la profondeur d'affouillement. Toutefois, le sol en surface n'étant pas compacté, la fréquence est insensible à l'érosion de cette couche de sol en surface. Pour ce qui est de l'interaction pile-tablier, la fréquence de la pile diminue significativement suite à la mise en place du tablier. Toutefois, la sensibilité de la fréquence à l'affouillement reste la même.

Compte tenu de la raideur de la pile (par rapport à la raideur du sol) ainsi que son élancement, le mode de vibration de la pile correspond à un mouvement de corps rigide. L'instrumentation de la pile par deux accéléromètres a permis d'identifier la cinématique de ce mode. Ce mouvement est régi par le basculement "rocking" de la pile autour d'un centre de rotation fictif enfoui dans le sol.

Un modèle analytique a par la suite été mis en place. La sol a été modélisé par des ressorts

horizontaux et un ressort hélicoïdal (ou rotationnel) à la base. La détermination des raideurs des ressorts a été réalisée à l'aide d'un modèle éléments finis préalablement calibré. Les résultats théoriques sont en très bon accord avec les résultats expérimentaux. Le modèle permet également de confirmer le mode de vibration identifié précédemment.

Enfin, les effets non-linéaires ont été évalués grâce à une analyse des signaux par transformée en ondelettes continue de Cauchy. Cette étude a mis en évidence la variation de la fréquence instantanée de vibration de la pile avec l'amplitude de vibration. Ce constat implique le comportement non-linéaire de la pile qui peut probablement être attribué à une variation de la raideur du sol avec le niveau de déformations. En effet, plus l'amplitude de vibration diminue, plus la raideur du sol augmente et par conséquent, la fréquence instantanée de la pile augmente.

Les essais sous excitation ambiante n'ont pas permis d'identifier la fréquence de résonance de la pile à cause de la vibration de la pompe du canal. Sur site, il est possible de suivre la fréquence de la pile sous excitation ambiante par trafic, écoulement ou par impact de boulet comme ce qui est généralement réalisé lors des inspections des ponts au Japon. Toutefois, la présence de ce comportement non linéaire nous pousse à nous demander quelle est la meilleure démarche pour tout d'abord mesurer la fréquence de la pile et comment traiter le signal enregistré par la suite. En effet, il est possible d'avoir des variations de la fréquence de la pile qui seraient dus à une variation de la force de l'impact et qui ne sont alors nullement liés à des phénomènes d'affouillement.

Conclusions et perspectives

L'affouillement est un phénomène d'érosion qui affecte la majorité des ouvrages de génie civil en milieu aquatique. Ce risque hydraulique est dû à la perturbation de l'écoulement et à la formation de tourbillons qui vont, au fur et à mesure, arracher les sédiments du lit. Ainsi, des fosses se créent au droit des piles et culées des ponts et menacent leur intégrité.

Dans le cadre de la gestion des ouvrages à risque, il est apparu nécessaire d'une part, de proposer des méthodes et des techniques pour quantifier précisément la profondeur de la fosse d'affouillement et de suivre en temps réel son évolution. D'autre part, il est nécessaire d'étudier l'interaction sol-structure mise en jeu, et d'analyser son influence sur le comportement de la structure. Dans le cadre de cette thèse, deux approches distinctes ont été privilégiées : une approche indirecte et une approche directe.

Approche indirecte : développement d'un capteur de profondeur d'affouillement.

Ce capteur serait constitué d'une tige instrumentée enfoncée au niveau de la fosse d'affouillement. La modification des réponses dynamique et statique de cette tige permettrait de suivre l'évolution de la fosse d'affouillement.

a) Étude dynamique

Dans un premier temps, l'effet de l'affouillement sur l'ensemble des caractéristiques modales du capteur a été examiné. Cinq tiges ont été testées dans deux types de sol.

Cette étude expérimentale a démontré que la première fréquence du capteur est fortement influencée par la profondeur d'affouillement. Les résultats montrent également que plus la rigidité de flexion du capteur augmente, moins la variation de sa fréquence avec l'affouillement est importante. À l'inverse, plus la rigidité du sol est importante, plus la fréquence de la tige diminue avec l'affouillement. De plus, l'effet de la raideur du sol est prédominant quand la profondeur d'enfouissement de la tige est importante.

Compte tenu du fait que le capteur sera placé près de la pile et immergé dans l'eau, il est nécessaire d'étudier l'effet de l'eau sur sa réponse. Un modèle numérique en éléments finis a été mis en place. Les résultats numériques ont démontré que l'eau entraîne une diminution significative de la fréquence du capteur et doit par conséquent être prise en compte lors de la calibration du capteur.

A l'issue de l'ensemble des études menées, un modèle simplifié de poutre équivalente a été proposé afin de prédire l'évolution de la fréquence du capteur avec la profondeur d'affouillement. Ce modèle tient compte de l'interaction sol-structure par une longueur de correction de l'encastrement "fictif" du capteur. Cette longueur dépend de la raideur du sol et des raideur et géométrie du capteur. Les principaux avantages du modèle proposé sont l'estimation rapide de la profondeur d'affouillement et son application aisée pour les gestionnaires d'ouvrages d'art.

Les déformées modales ont également été examinées grâce au modèle numérique développé. Les résultats des simulations montrent que la première déformée modale varie avec l'affouillement et qu'elle est similaire à la déformée de la poutre équivalente définie précédemment.

Concernant l'amortissement, cette étude a montré que la valeur de l'amortissement est dispersée et qu'aucune tendance claire de son évolution avec l'affouillement ne se dégage des résultats.

b) Étude statique

Dans un deuxième temps, l'effet de l'affouillement sur la réponse statique du capteur a été examiné. Une tige a été instrumentée par fibre optique et testée sous différents chargements latéraux dans un sable sec. Les courbes expérimentales de la variation de la déformation le long de la tige montrent que sa déformation est maximale au niveau de l'interface air-sol et permet ainsi de déterminer la profondeur d'affouillement. L'affouillement engendre également une augmentation de la déformation de la tige uniquement dans la couche en surface suite à l'augmentation de l'excentricité de l'effort appliqué.

Le développement d'un modèle analytique basé sur le modèle de Winkler du sol a permis de mettre en évidence les paramètres qui influencent la position de la déformation maximale de la tige. Ce résultat nous permet d'orienter les choix de matériau et de géométrie du capteur en tenant compte de la raideur du sol où il sera placé.

Le modèle de poutre équivalente a permis de comparer les études statique et dynamique. Cette comparaison indique que le modèle de poutre équivalente permet d'obtenir la même fréquence ainsi que le même déplacement en tête que le capteur partiellement enfoui dans le sol. Toutefois, la déformation maximale n'est pas obtenue à la position de la base encastrée 'fictive' du capteur.

Approche directe : Suivi dynamique de la structure

La mise en place du capteur proposé peut s'avérer être inadaptée ou difficile dans certaines conditions. Dans ce cas, il est plus pertinent d'examiner la réponse dynamique de la structure, et plus particulièrement des piles de pont.

Dans le dernier chapitre de ce mémoire de thèse, l'effet de l'affouillement sur la fréquence et sur la déformée modale de piles a été étudié en canal hydraulique. Les piles considérées se distinguent par une grande rigidité par rapport au sol et un faible élanement. Les résultats montrent que la première fréquence de la pile diminue avec l'affouillement dans les deux configurations testées. Cependant, dans le cas où le sol est très peu compacté, aucune variation de la fréquence n'est observée.

La prise en compte de l'interaction pile-tablier diminue significativement la première fréquence de la pile. Toutefois, le taux de variation de la fréquence de la pile avec l'affouillement reste le même avec et sans tablier.

Cette étude a surtout permis de répondre à la question suivante : A quel mode correspond la fréquence mesurée pour des structures rigides ? Les déformées modales identifiées expérimentalement indiquent que la pile vibre suivant un mouvement de solide rigide. Ce mouvement correspond à une rotation "rocking" autour d'un centre de rotation fictif enfoui dans le sol.

Un modèle analytique a été proposé pour modéliser ce type de structure (peu élanée et ayant un grand module d'Young par rapport au sol). L'interaction sol-structure a été prise en compte par des ressorts horizontaux et un ressort hélicoïdal à la base. Une méthodologie a été proposée pour identifier les raideurs des ressorts à partir d'un modèle en éléments finis préalablement calibré. Le modèle analytique proposé donne des résultats satisfaisants pour l'ensemble des essais réalisés et permet de confirmer le mode de vibration identifié expérimentalement.

Enfin, une analyse des signaux par transformée en ondelettes continue de Cauchy a permis de révéler l'existence de non-linéarités que nous avons attribuées principalement au comportement non-linéaire du sol vis-à-vis des déformations. En effet, juste après l'impact, l'amplitude de vibration est importante, le module du sol est par conséquent faible. A cause de l'amortissement, l'amplitude diminue progressivement et en parallèle la raideur du sol augmente. Par conséquent, la fréquence instantanée augmente progressivement avec le temps.

Suite à ce travail, plusieurs perspectives s'offrent à nous et peuvent être classées suivant les deux approches traitées dans la thèse.

Développement d'un capteur de profondeur d'affouillement

L'étude du capteur a été menée uniquement dans des sols homogènes en laboratoire. Une première phase d'approfondissement de ces travaux pourrait être consacrée à généraliser l'étude menée à des sols non-homogènes ou multi-couches.

Dans une deuxième phase, un modèle "terrain" du capteur pourrait être dimensionné et testé in-situ. Cela implique la mise en place d'un capteur étanche capable de mesurer la fréquence de la tige. Dans le cadre de cette thèse, nous avons privilégié les accéléromètres. Toutefois, les capteurs en fibre optique pourraient très bien être utilisés. Cela permettra en plus de mesurer les fréquences, d'identifier les déformées modales et de valider les résultats obtenus numériquement. La position de la déformation maximale du capteur pourrait également être suivie pour déterminer la profondeur d'affouillement (Chapitre III) et comparer la profondeur d'affouillement mesurée par les deux approches dynamique et statique sur site.

Une troisième phase d'amélioration pourrait être consacrée au développement d'équations empiriques qui lient la longueur de correction de la poutre équivalente aux propriétés du capteur et aux caractéristiques mécaniques du sol. Cette démarche nécessite la réalisation de nombreuses études paramétriques. Pour un sol donné, un modèle numérique convenablement calé, permettrait d'étudier la sensibilité aux caractéristiques (géométrie, module d'Young) du capteur.

Suivi dynamique de la structure

Un premier axe d'approfondissement concerne l'étude de l'interaction pile-tablier. Dans le cadre de ces travaux, le tablier a été uniquement appuyé sur les deux piles. D'autres types de contact devraient être testés, notamment le cas d'un encastrement, ce qui devrait a priori modifier significativement le comportement de l'ouvrage (modification des matrices de rigidité et de masse).

Un deuxième axe d'approfondissement porte sur la faisabilité du suivi de l'affouillement par suivi vibratoire des culées. En effet, pour les ponts cadres très courants sur le réseau ferroviaire, les culées sont généralement sujettes à un affouillement très important. Il serait alors intéres-

sant d'examiner la sensibilité de la fréquence propre de ce type d'appuis (si nous arrivons à l'identifier) à l'affouillement.

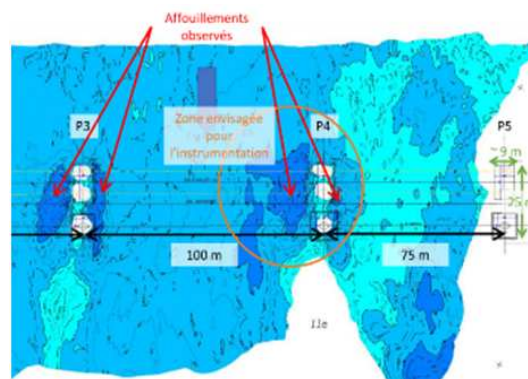
Un troisième point d'amélioration concerne la modélisation de l'interaction sol-structure. Le modèle simplifié proposé dans le Chapitre IV devrait être amélioré pour d'une part tenir compte des géométries complexes de piles, d'autre part évaluer les interactions négligées à cause de l'effet d'échelle et des hypothèses simplificatrices. Les principaux obstacles face à la mise en place de cette modélisation pendant la thèse sont : l'absence d'information sur le type des fondations des ouvrages existants et d'autre part l'absence de mesure vibratoire sur site pour permettre une validation du modèle.



(a) Ouvrage de la A71 (janvier 2018)



(b) Pile P4 (pile au centre dans la rangée de trois piles au premier plan) au 23 août 2016.



(c) Relevé bathymétrique du lit du cours d'eau

Figure IV.13. Ouvrage à instrumenter dans le cadre de SSHEAR

L'instrumentation d'ouvrages à échelle 1 prévue dans le cadre du projet SSHEAR permettra d'acquérir une base de données de validation. Des mesures ponctuelles ont été réalisées tout au long de la thèse sur le pont de la A71 afin d'examiner la faisabilité de la technique dynamique du suivi d'affouillement. Cet ouvrage, présenté sur la figure IV.13a, est sujet à un affouillement

récurrent des piles P4 et P3 (Figures IV.13b et IV.13c).

Des accéléromètres ont été placés sur la pile P4 et sa réponse vibratoire a été mesurée sous excitation ambiante (trafic, écoulement) dans la direction de l'écoulement. La signature fréquentielle de la pile a pu être identifiée et est présentée sur la figure IV.14.

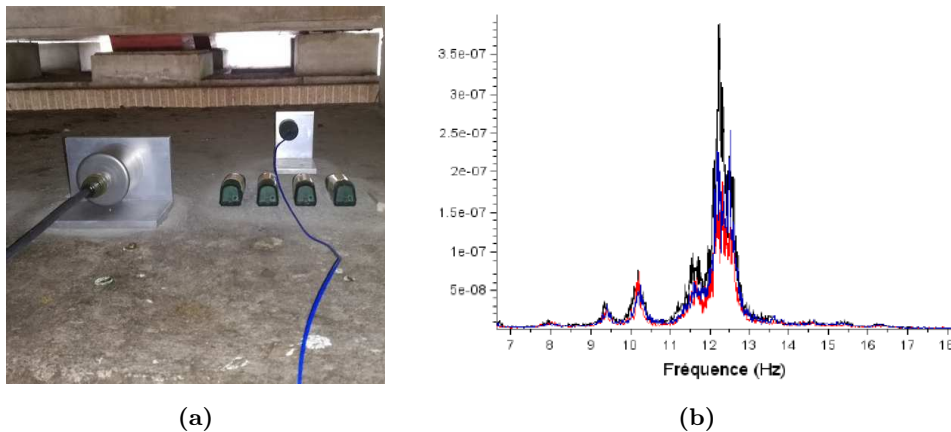


Figure IV.14. (a) Mise en place des accéléromètres et signature fréquentielle de la pile sous excitation ambiante

Ces résultats préliminaires montrent qu'il est possible de mesurer la fréquence de la pile sous excitation ambiante. Toutefois, son évolution avec l'affouillement n'a pas été démontrée. La mise en place prévue d'une instrumentation de l'ouvrage à demeure permettra le suivi de la fréquence de la pile mais aussi de nombreux autres paramètres (hauteur d'eau, vitesse d'écoulement, profondeur d'affouillement...). Ceci permettra une meilleure interprétation des modifications de la fréquence mesurée. En effet, une comparaison des mesures jour/nuit permettra par exemple d'identifier la source de l'excitation ambiante (le trafic ou l'écoulement). De plus, la comparaison des mesures avec différentes hauteurs d'eau permettra de mieux évaluer l'effet de la hauteur d'eau sur la fréquence de la structure...

Un dernier axe d'approfondissement concerne la mise en place d'un indicateur du niveau de criticité de l'ouvrage. En effet, les techniques proposées dans cette thèse permettent d'identifier la profondeur d'affouillement, toutefois, aucun indicateur de criticité basé sur le taux de variation de la fréquence n'a été établi. La principale difficulté que rencontre une telle démarche est la grande diversité des d'ouvrages existants (nombres de piles, élancement des piles, type des travées...). Il serait alors intéressant d'effectuer de nombreuses études paramétriques sur des modèles numériques afin d'évaluer si le taux de variation de la fréquence d'une catégorie d'ouvrages donnés suit une loi d'évolution précise.

Bibliographie

- Ansari, S., Kothiyari, U., & Ranga Raju, K. (2002). Influence of cohesion on scour around bridge piers. *Journal of Hydraulic Research*, 40(6), 717–729. [12](#)
- Argoul, P. & Erlicher, S. (2005). On the use of continuous wavelet analysis for modal identification. In *Mechanical Modelling and Computational Issues in Civil Engineering* (pp. 359–368). Springer. [169](#)
- Ariathurai, R. & Arulanandan, K. (1978). Erosion rates of cohesive soils. *Journal of the hydraulics division*, 104(2), 279–283. [12](#)
- Arneson, L., Zevenbergen, L., Lagasse, P., & Clopper, P. (2012). *Evaluating scour at bridges*. Technical report. [11](#), [20](#)
- Avitabile, P. (2001). Experimental modal analysis. *Sound and vibration*, 35(1), 20–31. [34](#)
- Azhari, F. & Loh, K. J. (2017). Laboratory validation of buried piezoelectric scour sensing rods. *Structural Control and Health Monitoring*, 24(9). [27](#), [36](#), [37](#), [38](#), [39](#), [52](#)
- Bao, T. & Liu, Z. (2017). Vibration-based bridge scour detection : A review. *Structural Control and Health Monitoring*, 24(7). [41](#), [42](#), [52](#), [53](#)
- Bodgi, J. (2008). *Pedestrian-structure synchronisation : application to swaying footbridges*. PhD thesis, Ecole des Ponts ParisTech. [172](#)
- Brandimarte, L., Montanari, A., Briaud, J.-L., & D’Odorico, P. (2006). Stochastic flow analysis for predicting river scour of cohesive soils. *Journal of hydraulic engineering*, 132(5), 493–500. [11](#), [12](#)
- Brandimarte, L., Paron, P., & Di Baldassarre, G. (2012). Bridge pier scour : A review of processes, measurements and estimates. *Environmental Engineering & Management Journal (EEMJ)*, 11(5). [22](#)

- Breusers, H., Nicollet, G., & Shen, H. (1977). Local scour around cylindrical piers. *Journal of Hydraulic Research*, 15(3), 211–252. 13, 19
- Briaud, J.-L., Chen, H.-C., Li, Y., & Nurtjahyo, P. (2004). SRICOS-EFA method for complex piers in fine-grained soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 130(11), 1180–1191. 13
- Briaud, J. L., Hurlebaus, S., Chang, K. A., Yao, C., Sharma, H., Yu, O.-Y., Darby, C., Hunt, B. E., & Price, G. R. (2011). *Realtime monitoring of bridge scour using remote monitoring technology*. Technical report. 24, 27, 41, 45, 46, 51
- Briaud, J.-L., Ting, F., Chen, H., Gudavalli, S., & Kwak, K. (2002). Maximum scour depth around a bridge pier in sand and in clay : Are they equal? In *Deep Foundations 2002 : An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance* (pp. 385–395). 12
- Briaud, J.-L., Ting, F. C., Chen, H., Gudavalli, R., Perugu, S., & Wei, G. (1999). Sricos : Prediction of scour rate in cohesive soils at bridge piers. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(4), 237–246. 12
- Carmona, R. A., Hwang, W. L., & Torr sani, B. (1997). Characterization of signals by the ridges of their wavelet transforms. *IEEE transactions on signal processing*, 45(10), 2586–2590. 172
- Chabert, J. & Engeldinger, P. (1956). Etude des affouillements autour des piles des ponts. *Laboratoire National d’Hydraulique, Chatou, France (in French)*, 118. 10, 12, 13
- Chen, C. & Zhou, Z.-m. (2013). Nonlinear cross-anisotropic model for soils at various strain levels. *International Journal of Geomechanics*, 14(4), 04014012. 148
- Chen, C.-C., Wu, W.-H., Shih, F., & Wang, S.-W. (2014). Scour evaluation for foundation of a cable-stayed bridge based on ambient vibration measurements of superstructure. *{NDT} & E International*, 66, 16 – 27. 27, 48, 49, 51
- Chen, G., Schafer, B. P., Lin, Z., Huang, Y., Suaznabar, O., Shen, J., & Kerenyi, K. (2015). Maximum scour depth based on magnetic field change in smart rocks for foundation stability evaluation of bridges. *Structural Health Monitoring*, 14(1), 86–99. 25
- Chevalier, C., Larrarte, F., Schmidt, F., Pham-Van-Bang, D., Durand, E., Gondret, P., De La Roque, S., Cheetham, M., & Hosseingholian, M. (2018). Projet ANR SSHEAR :

- développements récents sur la compréhension et la maîtrise des risques d'affouillements. In *JNGG 2018, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur* (pp.4p). Champs sur Marne, France. JNGG 2018, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Champs sur Marne, France, 13-/06/2018 - 15/06/2018. [3](#)
- Chevalier, C., Pham Van Bang, D., Durand, E., Charles, I., & Herrier, G. (2014). Scour and erosion phenomena occurring in waterways—recent advances (Keynote lecture). In *Scour and Erosion : Proceedings of the 7th International Conference on Scour and Erosion, Perth, Australia, 2-4 December 2014* (pp. p :33). : CRC Press. [15](#)
- Childs, F. I., Mansfield, A., Agar, M., Jones, D., Hughes, P., Sivewright, W., Woods, D. G., Palmer, J., Clutterbuck, P., Simpson, J., & Others (1996). Dynamics of railway bridges. *DYNAMICS*, (94-111). [142](#)
- Clough, R. W. & Penzien, Y. (1975). *Dynamique des structures*. [27](#), [31](#)
- Cooper, T., Chen, H., Lyn, D., Rao, A., & Altschaeffl, A. (2000). A field study of scour monitoring devices for Indiana streams. *Joint Transportation Research Program*, (pp.2). [25](#)
- Cumunel, G. (2008). *Long-gage fiber optic extensometers for dynamic structural monitoring*. Theses, Ecole des Ponts ParisTech. [172](#)
- Devi, Y. S. & Barbhuiya, A. (2017). Bridge pier scour in cohesive soil : a review. *Sādhanā*, 42(10), 1803–1819. [12](#), [13](#)
- Dietz, J. (1972). *Construction of long piers at oblique currents : Illustrated by the BAB- 745 Main Bridge Eddersheim*. Technical report. [13](#)
- Erlicher, S. & Argoul, P. (2007). Modal identification of linear non-proportionally damped systems by wavelet transform. *Mechanical Systems and signal processing*, 21(3), 1386–1421. [170](#)
- Ettema, R. (1980). *Scour at bridge piers*. Technical report. [19](#)
- Fael, C., Lança, R., & Cardoso, A. (2016). Effect of pier shape and pier alignment on the equilibrium scour depth at single piers. *International Journal of Sediment Research*, 31(3), 244–250. [13](#)
- Fisher, M., Chowdhury, M. N., Khan, A. A., & Atamturktur, S. (2013). An evaluation of scour measurement devices. *Flow Measurement and Instrumentation*, 33, 55 – 67. [24](#)

- Forde, M., McCann, D., Clark, M., Broughton, K., Fenning, P., & Brown, A. (1999). Radar measurement of bridge scour. *{NDT} & E International*, 32(8), 481 – 492. [23](#)
- Foti, S. & Sabia, D. (2011). Influence of foundation scour on the dynamic response of an existing bridge. *Journal of Bridge Engineering*, 16(2), 295–304. [27](#), [42](#), [44](#), [45](#), [47](#), [51](#)
- Froehlich, D. C. (1988). Analysis of onsite measurements of scour at piers. In *Hydraulic Engineering : Proceedings of the 1988 National Conference on Hydraulic Engineering* (pp. 534–539). [20](#)
- Gmür, T. (1997). *Dynamique des structures : analyse modale numérique*. PPUR presses polytechniques. [27](#)
- Gorin, S. & Haeni, F. (1989). *Use of surface-geophysical methods to assess riverbed scour at bridge piers*. Technical report, US Geological Survey ; Books and Open-File Reports, Federal Center,. [23](#)
- Hamill, L. (1998). *Bridge hydraulics*. CRC Press. [10](#)
- Horne, W. A. (1993). Scour inspection using ground penetrating radar. In *Hydraulic Engineering* (pp. 1888–1893). : ASCE. [23](#)
- Huang, H.-Y., Chou, W.-Y., Ju, S.-H., & Feng, C.-W. (2012). Application of finite element method and genetic algorithms in bridge scour detection. [52](#)
- Jain, S. C. & Fischer, E. E. (1979). *Scour around circular bridge piers at high Froude numbers*. Technical report. [19](#)
- Johnson, P. A. (1995). Comparison of pier-scour equations using field data. *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(8), 626–629. [21](#)
- Ju, S. (2013). Determination of scoured bridge natural frequencies with soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, 247–254. [27](#), [50](#), [51](#)
- Landers, M. & Mueller, D. (1996). Evaluation of selected pier-scour equations using field data. *Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board*, (1523), 186–195. [21](#)
- Laursen, E. M. & Toch, A. (1956). *Scour around bridge piers and abutments*, volume 4. Iowa Highway Research Board Ames, IA. [13](#)

- Le, T.-P. (2003). *Dynamical monitoring of structures using continuous wavelet analysis*. Theses, Ecole des Ponts ParisTech. 172
- Le, T.-P. & Argoul, P. (2004). Continuous wavelet transform for modal identification using free decay response. *Journal of sound and vibration*, 277(1-2), 73–100. 143, 169, 171, 172
- Lin, C., Han, J., Bennett, C., & Parsons, R. L. (2014). Case history analysis of bridge failures due to scour. In *Climatic Effects on Pavement and Geotechnical Infrastructure* (pp. 204–216). 14, 15, 16, 17
- Lin, T. K., Wang, Y. P., Huang, M. C., & Tsai, C. A. (2013). Implementation of a vibration-based bridge health monitoring system on scour issue. In *Applied Mechanics and Materials*, volume 284 (pp. 1351–1357). : Trans Tech Publ. 44, 45, 50
- Lin, Y.-B., Chen, J.-C., Chang, K.-C., Chern, J.-C., & Lai, J.-S. (2005). Real-time monitoring of local scour by using fiber Bragg grating sensors. *Smart Materials and Structures*, 14(4), 664. 26
- Lu, J.-Y., Hong, J.-H., Su, C.-C., Wang, C.-Y., & Lai, J.-S. (2008). Field measurements and simulation of bridge scour depth variations during floods. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(6), 810–821. 25
- Lu Deng, C. (2010). Bridge scour : Prediction, modeling, monitoring, and countermeasures — review. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 15(2), 125–134. 23, 24, 27
- Lueker, M., Marr, J., Ellis, C., Hendrickson, A., & Winsted, V. (2010). *Bridge Scour Monitoring Technologies : Development of Evaluation and Selection Protocols for Application on River Bridges in Minnesota*, chapter 94, (pp. 949–957). 24
- Mallat, S. (2008). *A wavelet tour of signal processing : the sparse way*. Academic press. 169
- Melville, B. (2008). The physics of local scour at bridge piers. In *Fourth International Conference on Scour and Erosion* (pp. 28–38). 13
- Melville, B. & Coleman, S. (2000). *Bridge scour*. Water Resources Publications, Highlands Ranch, Colorado. 9, 10, 22
- Melville, B. W. (1997). Pier and abutment scour : integrated approach. *Journal of hydraulic Engineering*, 123(2), 125–136. 12, 20

- Melville, B. W. & Chiew, Y.-M. (1999). Time scale for local scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(1), 59–65. [12](#)
- Mikael, A. (2011). *Evaluation des paramètres physiques des bâtiments : amortissement, fréquence et modes de comportement des structures de génie civil : Approche expérimentale*. PhD thesis, Grenoble. [30](#)
- Millard, S., Bungey, J., Thomas, C., Soutsos, M., Shaw, M., & Patterson, A. (1998). Assessing bridge pier scour by radar. *NDT & E International*, 31(4), 251–258. [23](#)
- Placzek, G. & Haeni, F. (1995). *Surface-geophysical techniques used to detect existing and infilled scour holes near bridge piers*. US Department of the Interior, US Geological Survey. [23](#)
- Prendergast, L. & Gavin, K. (2014). A review of bridge scour monitoring techniques. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6(2), 138 – 149. [22](#), [23](#), [27](#)
- Prendergast, L., Hester, D., Gavin, K., & O’Sullivan, J. (2013). An investigation of the changes in the natural frequency of a pile affected by scour. *Journal of Sound and Vibration*, 332(25), 6685 – 6702. [27](#), [43](#), [44](#), [45](#), [47](#), [48](#), [50](#), [51](#), [52](#)
- Raudkivi, A. J. & Ettema, R. (1983). Clear water scour at cylindrical piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 109(3), 338–350. [12](#)
- Richardson, E. & Davis, S. (2001). *Evaluating Scour at Bridges, Fourth Edition*. Fourth Edition. Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18), Federal Highway Administration, Washington, D.C. [11](#), [13](#)
- RP2A, A. (2007). Recommended practice for planning, designing and constructing offshore platforms-working stress design : Washington. [47](#)
- R.W.P.May, J.C.Ackers, A. (2002). *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures*. [24](#), [25](#)
- Samizo, M., Watanabe, S., Sugiyama, T., & Okada, K. (2010). Evaluation of the structural integrity of bridge pier foundations using microtremors in flood conditions. In *Scour and Erosion* (pp. 824–833). [27](#), [40](#), [41](#), [45](#)
- Shen, H. W., Schneider, V. R., & Karaki, S. (1969). Local scour around bridge piers. *Journal of the Hydraulics Division*, 95, 1919–1940. [19](#)

- Sheppard, D., Melville, B., & Demir, H. (2013). Evaluation of existing equations for local scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 140(1), 14–23. [21](#)
- Sheppard, D. M. & Miller Jr, W. (2006). Live-bed local pier scour experiments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(7), 635–642. [12](#), [20](#)
- Shinoda, M. & Haya, H. and Murata, S. (2008). Nondestructive evaluation of railway bridge substructures by persussion test. In *Proceedings of the fourth international conference on scour and erosion, Tokyo, Japan*. [27](#), [39](#), [40](#), [45](#)
- Slavič, J., Simonovski, I., & Boltežar, M. (2003). Damping identification using a continuous wavelet transform : application to real data. *Journal of Sound and Vibration*, 262(2), 291–307. [171](#)
- Taricska, M. (2014). *An Analysis of Recent Bridge Failures (2000-2012)*. PhD thesis, The Ohio State University. [14](#)
- Thitimakorn, N. A. . A. I. . T. (2007). Ground-penetrating radar : A tool for monitoring bridge scour. *Environmental and Engineering Geoscience*, 13 (1) (2007), pp. 1–10. [23](#)
- Ting, F. C., Briaud, J.-L., Chen, H., Gudavalli, R., Perugu, S., & Wei, G. (2001). Flume tests for scour in clay at circular piers. *Journal of hydraulic engineering*, 127(11), 969–978. [12](#)
- Tison, L. (1961). Local scour in rivers. *Journal of Geophysical Research*, 66(12), 4227–4232. [13](#)
- Wang, C., Yu, X., & Liang, F. (2017). A review of bridge scour : mechanism, estimation, monitoring and countermeasures. *Natural Hazards*, (pp. 1–26). [22](#), [24](#)
- Wardhana, K. & Hadipriono, F. C. (2003). Analysis of recent bridge failures in the United States. *Journal of performance of constructed facilities*, 17(3), 144–150. [2](#), [14](#)
- Winkler, E. (1867). Theory of elasticity and strength. *Dominicus Prague*. [36](#)
- Yankielun, N. & Zabilansky, L. (1999). Laboratory investigation of time-domain reflectometry system for monitoring bridge scour. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(12), 1279–1284. [24](#)
- Yu, X. & Yu, X. (2009). Time domain reflectometry automatic bridge scour measurement system : principles and potentials. *Structural Health Monitoring*, 8 (6) (2009), pp. 463–476. [24](#)

Zarafshan, A., Iranmanesh, A., & Ansari, F. (2012). Vibration-based method and sensor for monitoring of bridge scour. *Journal of Bridge Engineering*, 17(6), 829–838. [27](#), [36](#), [37](#), [52](#)

Annexe : Transformée en ondelettes continue

Dans cette annexe, nous présentons brièvement les bases et les propriétés de la transformée en ondelettes continue TOC. Le lecteur peut se référer à d'autres livres (Mallat, 2008) pour une description plus détaillée de la TOC. Nous débuterons par rappeler la base théorique de la méthode. Enfin, nous présenterons la méthode d'extraction des arêtes.

IV.6 Base théorique

La transformée en ondelettes d'un signal $x(t)$ continu par morceau est donnée par le produit de convolution :

$$T_\psi[x](b, a) = \langle x, \psi_{(b,a)}(t) \rangle = \frac{1}{a} \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) \overline{\psi}\left(\frac{t-b}{a}\right) dt, \quad (\text{IV.1})$$

où ψ est la fonction analysante appelée ondelette "mère" et $\overline{\psi}$ est son conjugué. On associe à ψ la famille d'ondelettes $\psi_{(b,a)}(t)$ engendrée par des dilatations et translations de ψ :

$$\psi_{(b,a)}(t) = \frac{1}{a} \psi\left(\frac{t-b}{a}\right), \quad (\text{IV.2})$$

avec a est un paramètre relatif à l'échelle qui caractérise la dilatation ou la compression et b est un paramètre relatif au temps qui caractérise la translation.

Pour qu'une fonction ψ soit une candidate pour être une ondelette "mère", il faut que le coefficient C_ψ :

$$C_\psi = \int_0^{+\infty} |\widehat{\psi}(a\omega)|^2 \frac{da}{a}, \quad (\text{IV.3})$$

soit fini, non nul et indépendant de ω . $\widehat{\psi}$ est la transformée de Fourier de la fonction ψ vérifiant $\widehat{\psi}(0) = \int_{-\infty}^{+\infty} \psi dt = 0$. Ce qui implique que l'ondelette doit être oscillatoire.

La localisation en fréquence d'une ondelette mère ψ est définie par deux paramètres : ω_ψ la moyenne de la transformée de Fourier de $\psi_{(b,a)}$ normalisée appelée le centre fréquentiel et $\Delta\omega_\psi$ son écart type, appelé la résolution fréquentielle. Par analogie à l'analyse fréquentielle classique des filtres, Le & Argoul (2004) ont défini le facteur de qualité Q afin de comparer différentes ondelettes "mères" et d'évaluer la qualité de la TO (Argoul & Erlicher, 2005). Le facteur de qualité Q est défini comme suit :

$$Q = \frac{\omega_\psi}{2\Delta\omega_\psi} \quad (\text{IV.4})$$

La résolution locale en temps Δt et en fréquence $\Delta\omega$ de la transformée en ondelettes dépend du paramètre a et est déterminée par la durée Δt_ψ et la largeur de bande $\Delta\omega_\psi$ de l'ondelette

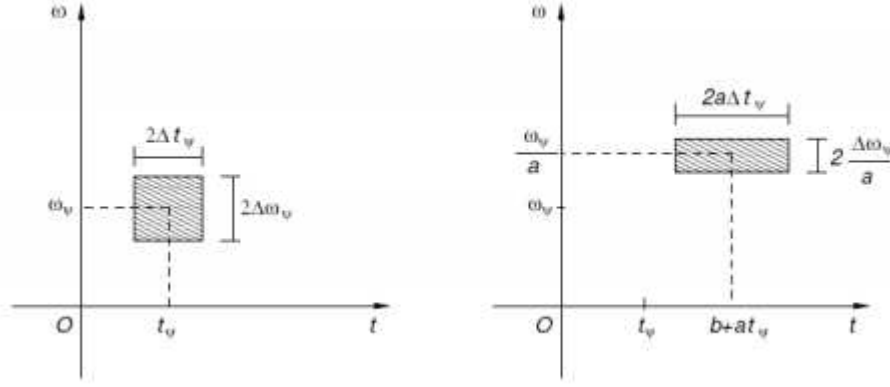


Figure IV.15. Résolution en temps et en fréquence : (a) de l'ondelette "mère" ψ et (b) de la fonction b traduite et a dilatée (Erlicher & Argoul, 2007)

mère (Figure IV.15) et s'exprime sous la forme :

$$\begin{cases} \Delta t = a\Delta t_\psi, \\ \Delta \omega = \frac{\Delta \omega_\psi}{a}. \end{cases} \quad (\text{IV.5})$$

La translation et la dilatation de la fonction $\psi(t)$ sont conditionnées par le principe d'incertitude de Heisenberg tel que :

$$\mu_{\psi(b,a)} = \Delta \omega_\psi \Delta t_\psi \geq \frac{1}{2}. \quad (\text{IV.6})$$

Ainsi, une meilleure résolution en temps de l'ondelette implique une faible résolution en fréquences, et inversement.

IV.7 Aspect pratique de la transformée en ondelettes

IV.7.1 Ondelette mère de Cauchy

Les caractéristiques de l'ondelette mère de Cauchy sont résumées dans le tableau IV.4. Dans ce tableau, n est un paramètre déterminé selon la résolution désirée (fixé en déterminant la valeur de Q) et Θ est la fonction d'Heaviside.

Paramètres de l'ondelette de Cauchy
$\psi(t) = (\frac{i}{t+i})^{n+1}$
$\hat{\psi}(\omega) = \frac{2\pi\omega^n e^{-\omega}}{n!} \Theta(\omega)$
$C_\psi = \frac{4\pi^2(2n-1)!}{2^{2n}(n!)^2}$
$t_\psi = 0$
$\omega_\psi = n + \frac{1}{2}$
$\Delta\omega_\psi = \frac{\sqrt{2n+1}}{2}$
$\Delta t_\psi = \frac{1}{\sqrt{2n-1}}$
$\mu_\psi = \frac{1}{2} \sqrt{1 + \frac{2}{2n-1}}$
$Q = \frac{n+\frac{1}{2}}{\sqrt{2n+1}}$

Tableau IV.4. Caractéristiques de l'ondelette mère de Cauchy

IV.7.2 Effet de bords

Soit $x(t)$ le signal échantillonné sur une durée L . Vu que le signal a une durée finie, il existe une anomalie aux bords appelée effet de bords. Aucune technique n'est capable d'éliminer cet effet. Toutefois, il est possible de délimiter le domaine D où l'effet de bords peut être négligé (Le & Argoul, 2004; Slavič et al., 2003).

Le & Argoul (2004) ont délimité ce domaine, dans le plan temps-fréquences (Figure IV.16, par deux hyperboles et deux lignes droites qui vérifient :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{2c_t Q \mu_\psi}{b} \leq \omega \leq L - \frac{2c_t Q \mu_\psi}{b} \\ 0 < \omega < \frac{2\pi f_{Nyquist} c_f}{1 + 2Q} \end{array} \right. \quad (IV.7)$$

avec $f_{Nyquist} = \frac{1}{2L}$.

$c_t \geq 0$ et $c_f \geq 0$ sont deux paramètres tels que : quand $t \notin [t_\psi - c_t \Delta t_\psi, t_\psi + c_t \Delta t_\psi]$ et $\omega \notin [\omega_\psi - c_f \Delta \omega_\psi, \omega_\psi + c_f \Delta \omega_\psi]$, $\psi(t)$ et $\hat{\psi}(\omega)$ ont des amplitudes très faibles.

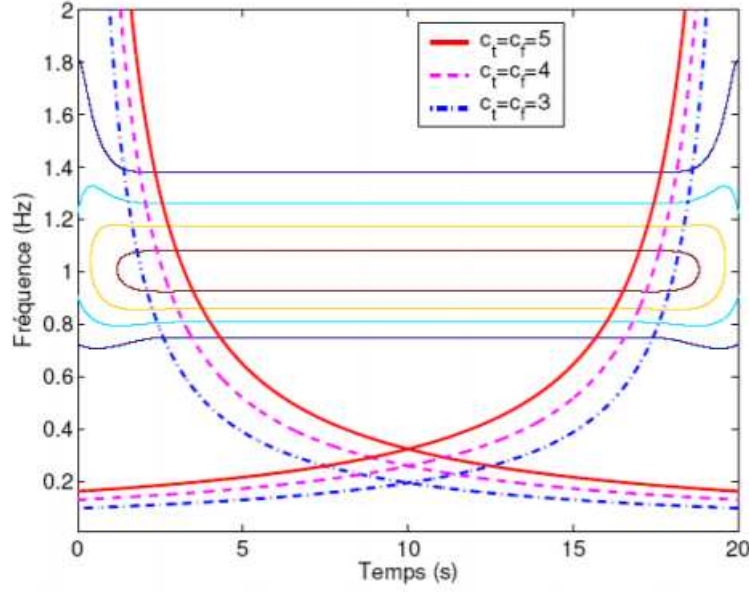


Figure IV.16. Modules de la TO d'un signal sur le plan temps-fréquence. Les différents domaines D , où l'effet de bord est négligé, sont représentés pour plusieurs valeurs de c_t et c_f (Cumunel, 2008)

Un bon compromis est obtenu pour $c_t = c_f = 5$ (Le & Argoul, 2004), nous retenons alors ces valeurs pour notre étude.

IV.7.3 Extraction des arêtes et du squelette de la TOC

Le (2003) définit l'arête comme l'ensemble A_1 des points $(b, a_r(b))$ sur le plan temps-fréquence tel que le module de la transformée en ondelettes en ces points est maximale :

$$A_1 = \{(b, a_r(b)); ||T_\psi|| (b, a_r(b)) = \max |T_\psi[x](b, a)|\}. \quad (\text{IV.8})$$

La restriction de la transformée en ondelettes à l'arête est appelée "squelette" et contient l'information principale (Bodgi, 2008). L'extraction des arêtes peut se faire par plusieurs algorithmes disponibles dans (Carmona et al., 1997). Dans le cadre de cette étude, les arêtes ont été déterminées en maximisant le module de la transformée en ondelettes, pour chaque instant t .

Ainsi, la fréquence instantanée du système peut être déterminée.

