

La vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les argiles de l'Est du Canada: mesures et corrélations

par

Dania ELBEGGO

THÈSE PAR ARTICLES PRÉSENTÉE À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE
SUPÉRIEURE COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION
DU DOCTORAT EN GÉNIE
Ph. D.

MONTRÉAL, LE 27 AVRIL 2023

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC



Dania Elbeggo, 2023



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

PRÉSENTATION DU JURY

CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Yannic Éthier, directeur de thèse
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Jean-Sébastien Dubé, codirecteur de thèse
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Pierre Bélanger, président du jury
Département de génie mécanique à l'École de technologie supérieure

M. Jonathan Aubertin, interne
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Mourad Karray, externe
Département de génie civil et de génie du bâtiment à l'Université de Sherbrooke

M. Jean-Sébastien L'Heureux, externe
Institut géotechnique norvégien (NGI)

ELLE A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 20 FÉVRIER 2023

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Ce travail ne saurait être complet sans remercier toutes les personnes qui m'ont particulièrement permis de mener ce projet jusqu'à la fin.

Je tiens à adresser mes sincères remerciements et mon grand respect à mon directeur de thèse, le professeur Yannic Éthier pour son soutien et ses conseils techniques. Il a suivi de près mon travail tout au long des années de recherche. La contribution du codirecteur de cette recherche, le professeur Jean-Sébastien Dubé, est également appréciée avec grande gratitude.

Je voudrais aussi, tout particulièrement remercier, le professeur Mourad Karray pour ses conseils relatifs à l'interprétation des résultats et ses commentaires techniques qui sont toujours très pertinents et constructifs. D'une façon spéciale, je remercie Monsieur Mahmoud Hussien pour sa contribution dans la première publication.

C'est un grand plaisir de remercier tous les membres de l'équipe technique du laboratoire de LG2 pour leurs compétences, patience et gentillesse qu'ils ont mises si généreusement à ma disposition lors de la fabrication des capteurs et de la réalisation des essais géotechniques, en particulier, Richard Prowt, Alexis Vadeboncoeur, Sébastien Ménard et Fernando Avendano.

En plus, je remercie chaleureusement tous mes collègues du laboratoire et plus particulièrement, Mirela Sona, Céline Bouin, Guillaume Dion Gagnier et Quentin Lecuru pour leur aide et leur soutien. Tout cela a rendu le travail très agréable.

Enfin, je remercie pour leur patience et leur support mes trois amours, Yousef et nos enfants, Liliane et Anas.

La vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les argiles de l'Est du Canada : mesures et corrélations

Dania ELBEGGO

RÉSUMÉ

Le module de cisaillement sous très petites déformations, G_{\max} , est le paramètre physique principalement en cause lors de la caractérisation de sols sollicités en cisaillement dans plusieurs applications géotechniques. Ce module est par ailleurs lié à la vitesse de propagation des ondes de cisaillement uniquement via la masse volumique du milieu. D'un autre côté, le paramètre V_s gagne de plus en plus de popularité. En effet, il s'agit d'un paramètre principalement requis pour procéder à l'analyse de la réponse dynamique des sols et les codes de construction exigent de plus en plus de caractériser un site à l'égard de son potentiel de liquéfaction. En plus, les développements des dernières années ont rendu disponibles différentes méthodes pour mesurer la vitesse des ondes de cisaillement in situ et en laboratoire. Les méthodes in situ paraissent intéressantes d'un point de vue économique, notamment celles basées sur les ondes de surface, tandis que les techniques en laboratoire permettent de caractériser des sols en termes de V_s et de quantifier les effets de divers paramètres sur V_s .

Les facteurs précédents contribuent à rendre intéressante l'utilisation de V_s pour fins de caractérisation des sols. Le présent projet doctoral porte ainsi sur la mesure de vitesse des ondes de cisaillement en laboratoire au moyen de la technique P-RAT (Piezoelectric ring-actuator technique) et le développement de corrélations entre V_s et les propriétés géotechniques des sols testés. La robustesse de P-RAT et la performance de la méthode d'interprétation pour caractériser les sols cohérents dans le domaine élastique ($\gamma < 10^{-3}\%$) ont été évaluées au moyen de deux séries d'essais réalisés aux laboratoires de l'UdeS et de l'ÉTS sur des matériaux similaires. Ceci promeut l'utilisation de P-RAT dans d'autres appareils ou laboratoires géotechniques. Des séries d'essais de consolidation ont été effectuées sur des spécimens provenant de différents dépôts de l'argile de l'Est du Canada. Des corrélations empiriques ont été ensuite établies entre la vitesse des ondes de cisaillement et les paramètres géotechniques plus usuels comme l'indice des vides, la contrainte effective verticale et le degré de surconsolidation.

De nombreuses corrélations ont été proposées pour calculer la rigidité sous très petites déformations et donc V_s . Ces corrélations ont été compilées et regroupées sous différentes formes générales en se basant sur les propriétés géotechniques utilisées pour les établir. L'application de ces corrélations aux différents dépôts de l'argile de l'Est du Canada révèle des écarts entre des valeurs de V_{s1} selon le coefficient K_0 . La dispersion entre V_{s1MAX} et V_{s1Min} prédite par différentes formes de corrélations et même par des corrélations qui ont la même forme générale a été également calculée pour chaque site étudié. L'applicabilité des corrélations existantes pour l'argile de l'Est du Canada a été évaluée en comparant les valeurs de V_{s1} obtenues en se basant sur les corrélations de P-RAT à celles prédites par les corrélations

VIII

publiées. Les corrélations établies à partir de P-RAT permettent de prédire V_s pour l'argile de l'Est du Canada et de valoriser l'utilisation de V_s pour fins de caractérisation géotechnique.

Mots clés : Vitesse des ondes de cisaillement, V_s , Piezoelectric ring-actuator technique, P-RAT, argile de l'Est du Canada, corrélations.

Shear wave velocity propagation in Eastern Canadian clays: measurements and correlations

Dania ELBEGGO

ABSTRACT

The shear modulus under very small strains, G_{\max} , is the physical parameter mainly involved in the characterization of soils subjected to shear in several geotechnical applications. This modulus is also related to the shear wave velocity only via the density of soil. On the other hand, the parameter V_s is gaining more and more popularity. Indeed, it is a parameter mainly required to perform the analysis of the dynamic response of soils, and the codes of building require increasingly to characterize a site with regard to its liquefaction potential. In addition, the developments in last years have made available different methods for measuring V_s in situ and in the laboratory. The in-situ methods appear interesting for economical purposes, in particular those based on the surface waves. On the other hand, the laboratory techniques of V_s measurements can be used to characterize the soils in terms of V_s and to quantify the effects of various parameters on V_s .

The previous factors promote the use of V_s for soil characterization purposes. This doctoral project thus aims to measure V_s in the laboratory using the P-RAT technique (Piezoelectric ring-actuator technique) and, to develop correlations between V_s and the geotechnical properties of the tested soils. The robustness of P-RAT and the performance of their interpretation method for characterizing the coherent soils in the elastic domain ($\gamma < 10^{-3}\%$) were evaluated based on two series of tests carried out at the UdeS laboratories and ÉTS on similar materials. This promotes the use of P-RAT in other geotechnical devices or laboratories. Series of consolidation tests were performed on specimens from different deposits of eastern Canadian clay and consolidation curves were presented in terms of V_s . Specific empirical correlations were established between the shear wave velocity and more usual geotechnical parameters such as void ratio, effective vertical stress and overconsolidation ratio.

Many correlations have been proposed in the literature to calculate the stiffness under very small strains and therefore V_s . These laboratory correlations have been compiled and grouped into different general forms based on the geotechnical properties used to establish them. The application of these correlations to eastern Canadian clay deposits reveals the scatter between V_{s1} values and the effect of K_0 coefficient. The dispersion between $V_{s1\text{MAX}}$ and $V_{s1\text{Min}}$ predicted by different forms of correlations and even by correlations which have the same general form was also calculated for each analyzed site. The applicability of existing correlations was assessed by comparing the values of V_{s1} obtained based on P-RAT correlations to those predicted by published correlations. P-RAT correlations allow to predict V_s for eastern Canadian clay and appreciate the use of this parameter for geotechnical characterization purposes.

Key words: shear wave velocity, V_s , Piezoelectric ring-actuator technique, P-RAT, eastern Canadian clay, correlations.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 RIGIDITÉ ET PROPRIÉTÉS DU SOL	7
1.1 Généralités	7
1.2 Module de cisaillement en fonction du niveau de déformation	10
1.3 Facteurs d'influence sur G_{\max} ou V_s	11
1.3.1 Influence de l'indice des vides.....	13
1.3.2 Influence de la contrainte effective.....	15
1.3.3 Influence des conditions de drainage et du degré de saturation.....	19
1.3.4 Influence du nombre de cycles de charge (N).....	24
1.3.5 Influence du degré de surconsolidation (OCR).....	24
1.3.6 Influence du temps (Aging)	27
1.3.7 Influence de la structure du sol	28
1.3.8 Autres facteurs	29
1.4 Corrélations entre G_{\max} ou V_s et les propriétés géotechniques du sol.....	30
1.5 Discussion.....	32
1.6 Détermination expérimentale de la vitesse des ondes de cisaillement.....	33
1.6.1 In situ	33
1.6.2 En laboratoire.....	36
1.7 Discussion.....	42
1.8 Particularités des éléments piézoélectriques.....	42
1.8.1 Facteurs d'influence sur la détermination du temps	43
1.8.2 Détermination de la distance de propagation.....	47
1.8.3 Détermination du temps de propagation	47
1.8.4 Méthode d'interprétation de P-RAT	50
1.9 Discussion.....	57
CHAPITRE 2 OBJECTIFS ET ORIGINALITÉ DE LA RECHERCHE	59
2.1 Objectifs de la recherche.....	59
2.1.1 Robustesse de P-RAT	59
2.1.2 Aspects critiques dans les corrélations existantes de V_s	60
2.1.3 Applicabilité des corrélations existantes de V_s en laboratoire pour l'argile de l'Est du Canada.....	62
2.2 Originalité du travail.....	62
2.3 Sites analysés	63
CHAPITRE 3 ROBUSTNESS OF THE P-RAT IN THE SHEAR WAVE VELOCITY MEASUREMENT OF SOFT CLAYS	65
3.1 Introduction.....	66
3.2 P-RAT setups at the UdeS and the ÉTS.....	68
3.3 Analyzed sites	72
3.4 Test results and discussion.....	73

3.5	Conclusion	90
CHAPITRE 4 CRITICAL INSIGHTS IN LABORATORY SHEAR WAVE VELOCITY CORRELATIONS OF CLAYS..... 91		
4.1	Introduction.....	92
4.2	G_{\max} or V_s Correlations	94
4.3	Analyzed sites	96
4.4	Results and discussion	101
4.4.1	Effect of K_0 on V_{s1} scatter.....	102
4.4.2	V_{s1} scatter without K_0 effect	103
4.4.3	Variation of V_{s1} according to PI	106
4.4.4	Variation of V_{s1} according to e_0	106
4.5	Experimental program	110
4.5.1	Piezoelectric Ring-Actuator Technique (P-RAT).....	110
4.5.2	Tested soils.....	111
4.5.3	Testing results	112
4.5.4	Sample quality Based on V_s laboratory measurements	116
4.5.5	Exponent of σ_v^n based on V_s measurements.....	118
4.5.6	Validation of St-Hilaire and Beauharnois correlations based on field data.....	120
4.6	Conclusions.....	122
CHAPITRE 5 ASSESSMENT OF EXISTING V_{S-LAB} CORRELATIONS REGARDING EASTERN CANADIAN CLAY		
5.1	Introduction.....	126
5.2	Piezoelectric Ring-Actuator Technique (P-RAT) setup	131
5.3	Analyzed sites	133
5.4	Laboratory experimental program	135
5.4.1	Laboratory Results	136
5.4.2	Sample Quality Based on V_s Laboratory of P-RAT Measurements	143
5.5	Applicability of existing laboratory correlations for Eastern Canadian Clay.....	146
5.6	Discussion Results and P-RAT General Correlations	154
5.7	Conclusions.....	157
CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS..... 159		
ANNEXE I THE ROLE OF LATERAL STRESS COEFFICIENT (K_0) ON V_s CORRELATIONS FOR CANADIAN CLAYS..... 166		
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES..... 187		

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Relations entre les constantes élastiques..... 10
Tableau 1.2	Importance relative des paramètres qui influent 12
Tableau 1.3	Effet des principaux paramètres sur le module de cisaillement maximal d'argiles..... 13
Tableau 1.4	Valeurs du S_r et de V_{smax} 23
Tableau 1.5	Valeurs du paramètre K 25
Tableau 2.1	Programme expérimental 64
Tableau 4.1	G_{max} or V_s correlations with OCR for cohesive soils 97
Tableau 4.2	E_{max} or G_{max} correlations without OCR for cohesive soils..... 98
Tableau 4.3	E_{max} or G_{max} correlations without void ratio for cohesive soils 99
Tableau 4.4	Characteristics of analyzed sites 100
Tableau 5.1	G_{max} or V_s correlations with OCR for cohesive soils 129
Tableau 5.2	G_{max} or V_s correlations without OCR for cohesive soils 130
Tableau 5.3	G_{max} correlations without void ratio for cohesive soils..... 131
Tableau 5.4	Characteristics of analyzed sites 135
Tableau 5.5	Experimental constants of P-RAT correlations..... 146
Tableau 5.6	Agreement of empirical correlations with P-RAT interval results 155

LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1.1	Modules de déformation	8
Figure 1.2	Paramètres élastiques du sol et loi de comportement	9
Figure 1.3	Module de cisaillement en ε (%) et $\log(\varepsilon)$	9
Figure 1.4	Rigidité du sol sous différentes phases de déformations et leur détermination	11
Figure 1.5	Exposant m en fonction de plasticité et de la limite de liquidité	17
Figure 1.6	Coefficients α et β pour différents matériaux granulaires.....	18
Figure 1.7	Influence des conditions de drainage sur le module de déformation.....	20
Figure 1.8	Évolution de V_s en fonction de la saturation.....	22
Figure 1.9	V_s en fonction de la saturation pour quatre matériaux granulaires	23
Figure 1.10	Expressions générales pour la rigidité initiale d'argiles de Boston	27
Figure 1.11	Arrangement d'un bilame piézoélectrique.....	38
Figure 1.12	Plaque piézoélectrique polarisée pour générer a) une onde de compression et b) une onde de cisaillement	39
Figure 1.13	Configuration de la méthode P-RAT	41
Figure 1.14	Schéma d'un assemblage d'anneau P-RAT encapsulé.....	42
Figure 1.15	Modèles de Biot, d'un sous-système dynamique (FHO)	44
Figure 1.16	Composition des sous-systèmes dynamiques	45
Figure 1.17	Réflexions des ondes sur les extrémités rigides.....	46
Figure 1.18	Directivité transversale des bilames piézoélectriques et orientation des ondes émises	47
Figure 1.19	Signal de l'onde de cisaillement avec l'effet de champ proche ($L/\lambda = 1$) (A) première déflexion (B) premier creux (C) zéro après premier creux (D) premier pic positif.....	48

Figure 1.20	Schéma des fonctions de transfert expérimentales et réelles, Amp : amplitude; ϕ :fonction de phase; ϕ_{th} :fonction de phase corrigée	51
Figure 1.21	Exemple d'interprétation de P-RAT pour les tests UdeS et ÉTS à une contrainte verticale de 156,8 et 148,7 kPa (échantillon 55 d'argile Abitibi)	56
Figure 3.1	Development of P-RAT:(a) piezoelectric ring; (b) inner stone; and (c) typical oedometric top cap for clay soil	69
Figure 3.2	(a–c) Example of the École de technologie supérieure P-RAT setup; and (d and e) example of the Université de Sherbrooke P-RAT setup.....	70
Figure 3.3	General assembly system of the P-RAT used at ÉTS.....	72
Figure 3.4	Input and output signals for face-to-face test in time and frequency domains (sensors of the UdeS)	74
Figure 3.5	Signals used in the P-RAT setup at UdeS.....	75
Figure 3.6	Input and output signals for face-to-face test in time and frequency domains (ÉTS setup).....	77
Figure 3.7	Signals used in the P-RAT setup at ÉTS	78
Figure 3.8	Comparison between experimental phase shifts of emitter-receiver system	79
Figure 3.9	Examples of signals obtained in time domain during consolidation using P-RAT setup for Abitibi clay (Sample 55) (a) UdeS setup, Chap12 and (b) ÉTS setup, chap.....	81
Figure 3.10	Example of signal processing using P-RAT interpretation technique for UdeS and ÉTS tests at vertical stress of 156.8 and 148.7 kPa (Sample 55 of Abitibi clay).....	82
Figure 3.11	Example of signal processing using P-RAT interpretation technique for ÉTS test at vertical stress of 148.7kPa (Sample 55 of Abitibi clay) input signal = wavelet	83
Figure 3.12	Example of signal processing using P-RAT interpretation technique for ÉTS test at vertical stress of 148.7kPa (Sample 55 of Abitibi clay) input signal = chap.....	84

Figure 3.13	Example of signal processing using P-RAT interpretation technique for ÉTS test at vertical stress of 148.7kPa (Sample 55 of Abitibi clay):input signal = Pulse.....	84
Figure 3.14	Consolidation test results in terms of a-b) void ratio and c-d) shear wave velocity for Abitibi clay.....	86
Figure 3.15	Consolidation test results in terms of a) void ratio and b) shear wave velocity	87
Figure 3.16	Normalized shear wave velocity of Abitibi Clay.....	89
Figure 3.17	Normalized shear wave velocity of St-Hilaire Clay	89
Figure 4.1	Classification of sites according to USCS	101
Figure 4.2	a) V_{s1Min} , V_{s1Max} values calculated at K_{0Min} and K_{0Max} respectively and b) $V_{s1In situ}$ values and those predicted by empirical correlations without K_0 effect.....	105
Figure 4.3	V_{s1-PI} values predicted by different general forms of empirical correlations.....	108
Figure 4.4	V_{s1-e} values predicted by different general forms of empirical correlations	109
Figure 4.5	Examples of the P-RAT setup: a) sensors components; b) clay sample; c) and d) base and cap of oedometer cell respectively	112
Figure 4.6	Consolidation test results in terms of: a) void ratio and b) shear wave velocity for St-Hilaire, Beauharnois, Montreal-East and Terrebonne sites	114
Figure 4.7	Normalized shear wave velocity as a function of void ratio for St-Hilaire, Beauharnois Montreal-East, and Terrebonne sites.....	115
Figure 4.8	a) Shear wave velocity ratio $V_s / AF(e)$ as a function of OCR, b) and c) $V_s / AF(e) OCR^{K/2}$ as a function of $\text{Log}(\sigma'_v)$ for overconsolidated and normally consolidated ranges.....	120
Figure 4.9	Comparison between in situ shear wave velocity results and those predicted by P-RAT correlations for St-Hilaire and Beauharnois sites.....	122
Figure 5.1	P-RAT setup.....	132
Figure 5.2	Classification of sites according to USCS	134

Figure 5.3	Grain size distribution of tested samples	134
Figure 5.4	Example of signal processing using P-RAT interpretation technique at vertical stress of 148.7kPa (sample AB2 of Abitibi clay):input signal = chap (Elbeggo et al. 2019).....	139
Figure 5.5	Consolidation test results in term of: a) void ratio and b) shear wave velocity for Temiscamingue and Terrebonne sites	140
Figure 5.6	Consolidation test results in term of: a) void ratio and b) shear wave velocity for Montreal-East site.....	141
Figure 5.7	Consolidation test results in term of: a) void ratio and b) shear wave velocity for Abitibi, Beauharnois and St-Hilaire sites	142
Figure 5.8	Normalized shear wave velocity as a function of void ratio: a) Temiscamingue and Terrebonnes sites, b) Montreal-East site, c) Abitibi site and d) Beauharnois and St-Hilaire sites.....	143
Figure 5.9	Shear wave velocity ratio $V_s / AF(e)$ as a function of OCR	145
Figure 5.10	a and b V_{s1} values of P-RAT and those predicted by existing correlations of general forms $G_{max}=AF(e) \sigma_m^n OCR^K$ and $V_s= F(e) \sigma_m^n OCR^{K/2}$ for analyzed sites	150
Figure 5.11	a and b V_{s1} values of P-RAT and those predicted by existing correlations of general forms $G_{max}=F(e) F(PI) \sigma_m^n$ and $G_{max}= A e^{-X} \sigma_m^n p_a^{1-n}$ for analyzed sites.....	152
Figure 5.12	a and b V_{s1} values of P-RAT and those predicted by existing correlations of general forms $G_{max}= AF(e) \sigma_v^n \sigma_r^{1-n}$, $G_{max}= AF(e) (\sigma_v \sigma_h)^n$ and $G_{max}= A \sigma_m^n OCR^K$ for analyzed sites.....	153
Figure 5.13	General correlations established based on P-RAT results for Eastern Canadian clay.....	157

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

ÉTS	École de technologie supérieure
UdeS	Université de Sherbrooke
P-RAT	Piezoelectric Ring Actuator Technique
SDOF	Simple dynamic single degree of freedom system
CH	Cross-hole seismic test
DH	Down-hole seismic test
SASW	Spectral Analysis of Surface Wave
MMASW	Multi Modal Analysis of Surface Wave
USCS	Unified Soil Classification System
AWG	Arbitrary Waveform Generator
F(e)	Void ratio function
F(PI)	Plasticity index function
T	Terrebonne site
ME	Montreal-East site
SH	Saint-Hilaire site
B	Berthierville site
L	Louiseville site
M	Mascouche site
O	Olga site
SA	St-Alban site
GB	Grande-Baleine site
SM	St-Marcel site

XX

O (NRC)	Ottawa NRC site
O (SP)	Ottawa SP site
V	Varenes site
G	Gloucester site
CI95	95% confidence interval
ΔV_{sl}	Variation range ($V_{slMax} - V_{slMin}$)
RC	Resonant Column
CT	Cyclic Triaxial
TS	Torsional Shear
BE	Bender Element
T	Undrained Triaxial Compression
HF	Hydraulic fracturing
TPC	Total pressure cells
D	Dilatometer
SBLC	Self-boring load cell
P	Pressuremeter

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

V_s	Shear wave velocity (m/s)
V_{sI}	Normalized shear wave velocity (m/s)
f_0, f_r	Resonant frequency (kHz)
ζ	Damping ratio (%)
$V_{sI\text{Max}}$	Maximum normalized shear wave velocity (m/s)
$V_{sI\text{Min}}$	Minimum normalized shear wave velocity (m/s)
$V_{sI\text{In situ}}$	In situ normalized shear wave velocity (m/s)
$V_{sI\text{Min-}K_{0\text{Min}}}$	Minimum V_{sI} obtained by applying $K_{0\text{Min}}$ value
$V_{sI\text{Min-}K_{0\text{Max}}}$	Minimum V_{sI} obtained by applying $K_{0\text{Max}}$ value
$V_{sI\text{Max-}K_{0\text{Min}}}$	Maximum V_{sI} obtained by applying $K_{0\text{Min}}$ value
$V_{sI\text{Max-}K_{0\text{Max}}}$	Maximum V_{sI} obtained by applying $K_{0\text{Max}}$ value
G_{max}	Small strain shear modulus (kPa)
E_{max}	Small strain modulus (kPa)
PI	Plasticity index
LL	Liquid limit
OCR	Overconsolidation ratio
e	Void ratio
σ'_m	Mean effective stress (kPa)
σ'_v	Vertical effective stress (kPa)
σ'_p	Preconsolidation stress (kPa)
K_0	Coefficient of earth pressure at rest
$K_{0\text{Min}}$	Minimum coefficient of earth pressure at rest

K_{0Max}	Maximum coefficient of earth pressure at rest
σ'_v, σ'_h	Principal effective stresses (kPa)
φ'	Effective friction angle
P_a	Atmospheric pressure (kPa)
P_r	Reference pressure (1kPa)
ρ	Bulk density (kg/m ³)
ν	Poisson ratio coefficient

INTRODUCTION

Le but de plusieurs études géotechniques est de déduire pour un site les paramètres les plus fiables possibles, en particulier pour faire des choix constructifs pertinents. La rigidité des sols sous petites déformations est l'un de ces paramètres. Elle est considérée comme un élément fondamental permettant de caractériser un sol dans le domaine élastique. Ce paramètre est relié au module d'élasticité (module de Young) et au coefficient de Poisson et habituellement mesuré par voies expérimentales in situ et/ou en laboratoire.

Historiquement, la différence notable entre la rigidité mesurée in situ et celle en laboratoire a orienté les chercheurs à introduire lors de la réalisation d'essais en laboratoire, des outils particuliers comme les éléments piézoélectriques qui se basent sur la mesure de la vitesse des ondes de cisaillement. Cette vitesse est directement liée au module de cisaillement maximal (G_{\max}) via la masse volumique du sol. Les éléments piézoélectriques sont disponibles dans le marché en différentes formes (bilame, plaque, anneau) et adaptés à leur introduction dans des appareils conventionnels d'essais géotechniques.

Les bilames piézoélectriques permettent de mesurer la vitesse des ondes de cisaillement de façon directe et en apparence simple. L'utilisation des bilames piézoélectriques montre plusieurs avantages, plus particulièrement leur importante capacité de se déformer lors de l'application d'un potentiel électrique faible. Cependant, de nombreuses recherches ont signalé des difficultés associées à l'installation et à la variation des résultats obtenus par les différentes méthodes d'interprétation. Afin de diminuer le potentiel d'erreur entre la vitesse des ondes de cisaillement mesurée et celle qui est réelle, et de réduire aussi la complexité de l'onde émise, des chercheurs suggèrent d'utiliser des anneaux piézoélectriques permettant de transmettre au sol une onde de cisaillement lorsqu'ils sont sollicités dans le sens radial.

La technique P-RAT (Piezoelectric ring-actuator technique) a été développée et améliorée au cours des dernières années à l'UdeS en collaboration avec l'ÉTS pour réduire ou surmonter les difficultés associées aux essais de bilames piézoélectriques. Cette technique s'avère une

méthode alternative pour mesurer la vitesse des ondes de cisaillement en laboratoire et offre de nombreux avantages par rapport aux autres techniques. En effet, l'utilisation des anneaux piézoélectriques permet de minimiser l'énergie des ondes de compression, et de favoriser la clarté des signaux émis et reçus, notamment en simplifiant l'émission en l'approchant de l'application d'un cisaillement parfait. En plus, la technique P-RAT offre la possibilité d'installer les capteurs sans pénétrer l'échantillon du sol et altérer ses propriétés géotechniques. Ces caractéristiques minimisent la réflexion des ondes et offrent la possibilité d'effectuer le test sur différents types de sol.

Les mesures en laboratoire permettent de caractériser le sol, d'étudier les paramètres qui influent le plus sur la vitesse des ondes de cisaillement et d'établir une corrélation entre cette dernière et les paramètres caractéristiques du sol. La rigidité maximale du sol et de même la vitesse des ondes de cisaillement sont affectées par plusieurs paramètres tels que l'indice des vides, le degré de saturation, l'histoire des contraintes, le degré de surconsolidation, la cimentation et la plasticité. La vitesse mesurée en laboratoire permet aussi d'anticiper les plages de valeurs de V_s d'un site.

Par ailleurs, la vitesse des ondes de cisaillement mesurée in situ constitue un paramètre important permettant de caractériser le sol en place. Ce paramètre évolue essentiellement en fonction de la nature du sol et de son état de densité. Les mesures in situ permettent aussi d'identifier les matériaux de bonne qualité lors de la construction de nouveaux ouvrages (digues, fondations de route, bâtiments, etc.), de déterminer la compacité des terrains, et de contrôler le processus de compactage. En plus, une méthode sismique consistant à mesurer la vitesse des ondes de cisaillement en fonction de la profondeur (au moyen de SASW par exemple) permet de détecter le niveau du socle rocheux et l'existence de cavités souterraines, et de détecter d'éventuels vides dans le sol. D'ailleurs, afin d'étudier les effets qui peuvent se produire sur les structures civiles par les sollicitations sismiques, le paramètre V_{s30} a été introduit dans une nouvelle section du code national du bâtiment du Canada en 2005. Cette vitesse permet de classer le sol étudié en fonction de sa réponse sismique.

Dans un premier temps, le projet a envisagé d'utiliser la technique de P-RAT incorporée dans la cellule de consolidation visant à caractériser des argiles de l'Est du Canada en termes de la vitesse des ondes de cisaillement. La caractérisation des argiles nécessite la mise au point d'un programme expérimental qui comprend un œdomètre et plusieurs équipements. Des séries d'essais de consolidation ont été effectuées afin de mesurer V_s et étudier son évolution en fonction de l'indice des vides et de la contrainte appliquée.

De nombreuses corrélations sont proposées dans la littérature pour estimer G_{max} ou V_s pour les sols cohérents. Ces corrélations sont généralement issues d'essais dynamiques tels que la colonne résonante, le triaxial cyclique et les éléments piézoélectriques. Cependant, un nombre limité de ces corrélations a été spécifiquement établi pour l'argile de l'Est du Canada. Dans cette étude, les corrélations déjà publiées sont regroupées sous différentes formes générales en fonction des propriétés géotechniques utilisées pour les établir. Onze sites de l'argile de l'Est du Canada sont sélectionnés pour examiner les aspects critiques des corrélations existantes. Ces sites sont bien caractérisés dans la littérature en termes de propriétés géotechniques et de valeurs de K_0 . Ces aspects critiques permettent de déterminer la plage de variation de V_s produite par les corrélations existantes et d'évaluer le rôle de K_0 dans ces corrélations. L'application de ces corrélations pour différents dépôts de l'argile de l'Est du Canada montre une importante dispersion entre des valeurs de V_s calculées à partir de ces corrélations. Cette dispersion soulève des questions sur la précision et même l'applicabilité des corrélations trouvées dans la littérature.

À ce stade, de nouvelles corrélations ont été établies en se basant sur les mesures de V_s obtenues au moyen de la technique de P-RAT. Ces corrélations prennent en considération la plasticité de l'argile et le pourcentage de particules fines ($< 2\mu\text{m}$). Ces corrélations établies en utilisant P-RAT permettent également d'évaluer l'applicabilité des corrélations existantes en comparant les valeurs de V_{s1} de P-RAT à celles prédites par les corrélations publiées.

Ce projet de thèse constitue une contribution à valoriser l'utilisation de la technique P-RAT et sa méthode d'interprétation pour mesurer la vitesse des ondes de cisaillement dans les sols

argileux. De plus, l'étude critique des corrélations existantes à l'égard des argiles de l'Est du Canada et la mise au point de nouvelles corrélations pour l'argile de l'Est du Canada constituent les principales contributions de ce projet de doctorat. En effet, les mesures de V_s en laboratoire constituent un outil additionnel pour assurer la qualité des mesures de V_s in situ et permettent d'exploiter les données in situ au-delà des conditions existantes au moment de la réalisation des essais sur terrain. En plus, les nouvelles corrélations établies pour l'argile de l'Est du Canada peuvent être considérées comme un outil utile permettant d'estimer le profil de V_s lors de l'analyse dynamique de ramollissement cyclique de l'argile. Cette thèse ajoute aussi des mesures de V_s dans les argiles à la banque de données disponibles dans la littérature.

Cette thèse est composée de six chapitres. Le premier chapitre inclut l'étude bibliographique qui présente le contexte du problème traité et comporte trois parties distinctes :

- ✓ La première contient des éléments bibliographiques sur la rigidité et son évolution en fonction de différentes phases de déformations. Les facteurs qui influent le plus sur G_{\max} ou V_s sont ensuite présentés, suivis d'une revue des corrélations tirées de la littérature.
- ✓ La deuxième partie présente les techniques utilisées pour mesurer la vitesse des ondes de cisaillement en laboratoire et sur le terrain.
- ✓ La partie 3 traite des facteurs d'influence sur la détermination du temps et des méthodes d'interprétation abordées dans la littérature ainsi que de la méthode d'interprétation de P-RAT utilisée dans ce projet de thèse.

Le chapitre 2 présente les objectifs de recherche et le contexte de trois articles. Il permet également de soulever l'importance et l'originalité de ce projet de recherche.

La robustesse de la technique P-RAT et de sa méthode d'interprétation sont présentées au chapitre 3 qui fait l'objet du premier article. Les aspects critiques des corrélations existantes de V_s et l'applicabilité de ces corrélations pour l'argile de l'Est du Canada sont discutés aux chapitres 4 et 5 respectivement. Ces derniers chapitres font l'objet des articles 2 et 3.

Le sixième et dernier chapitre comprend les principaux résultats et les conclusions générales tout en soulignant les principales contributions de la recherche et des recommandations pour les recherches futures découlant de cette thèse.

CHAPITRE 1

RIGIDITÉ ET PROPRIÉTÉS DU SOL

1.1 Généralités

Le module de déformation est l'un des paramètres qui caractérise le comportement d'un sol et permet de faire des choix lors de la conception d'ouvrages géotechniques. Nguyen Pham (2008) présente différents types de modules de déformation (Figure 1.1) en fonction de la déformation. Dans la zone élastique, les déformations sont très petites et ne produisent pas de changement dans la structure du sol. Alors, le module de déformation est désigné comme « maximal, E_{\max} » ou « initial, E_0 ». En dehors du domaine élastique, la relation contrainte-déformation devient non-linéaire et des déformations irréversibles se produisent. La figure 1.1 permet également de décrire deux modules de déformations, un module sécant ($E_{\text{séc}}$) qui est la pente de la droite reliant l'origine au point choisi et un module tangent (E_{tang}) défini par la pente de la courbe entre deux points voisins. Dans les essais cycliques, la pente de la droite qui relie les deux points dans une boucle hystérésis (chargement-déchargement), est le module de déformation cyclique (E_{cyc}). Les différents types du module de déformation sont déterminés selon les équations suivantes :

$$E_{\text{séc}} = \frac{\sigma - \sigma_0}{\varepsilon} \quad (1.1)$$

$$E_{\text{tang}} = \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} \quad (1.2)$$

$$E_{\text{cyc}} = \frac{\sigma_{\text{cyc}}}{\varepsilon_{\text{cyc}}} \quad (1.3)$$

où : σ_0 , σ sont la contrainte initiale et à l'instant t , ε est la déformation à l'instant t , $\partial \sigma$, $\partial \varepsilon$: sont l'incrément de la contrainte et de la déformation, σ_{cyc} est la contrainte de la phase chargement – déchargement et ε_{cyc} est la déformation cyclique.

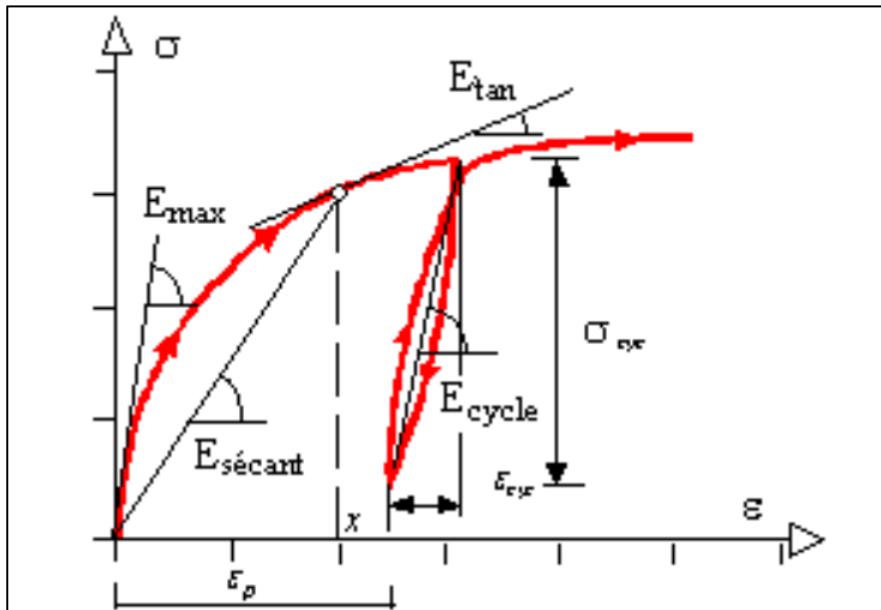


Figure 1.1 Modules de déformation
Triée de Nguyen Pham (2008, p. 17)

Lorsqu'on applique une force de cisaillement, la relation contrainte-déformation devient affectée par d'autres paramètres permettant également de caractériser le comportement du sol testé. Ces paramètres sont le module de cisaillement maximal (G_{\max}) et l'amortissement ou damping ($\xi\%$). Ces deux variables présentent les propriétés dynamiques des lois contraintes-déformations. La figure 1.2 montre un cycle de déformation constitué d'une boucle d'hystérésis fermée (Karray, 2011). Les déformations dans le domaine élastique ($\gamma < 10^{-3} \%$) sont caractérisées par le module de cisaillement maximal (G_{\max}), tandis que dans le domaine élasto-plastique, les déformations sont présentées par le module sécant G qui est souvent exprimé sous la forme G/G_{\max} en fonction du pourcentage de la déformation ($\epsilon \%$) comme montrée la Figure 1.3a. Un agrandissement de la zone des très petites déformations a été effectuée pour déterminer précisément la variation du rapport G/G_{\max} en fonction du logarithme de la déformation ($\log \epsilon \%$) (Figure 1.3b).

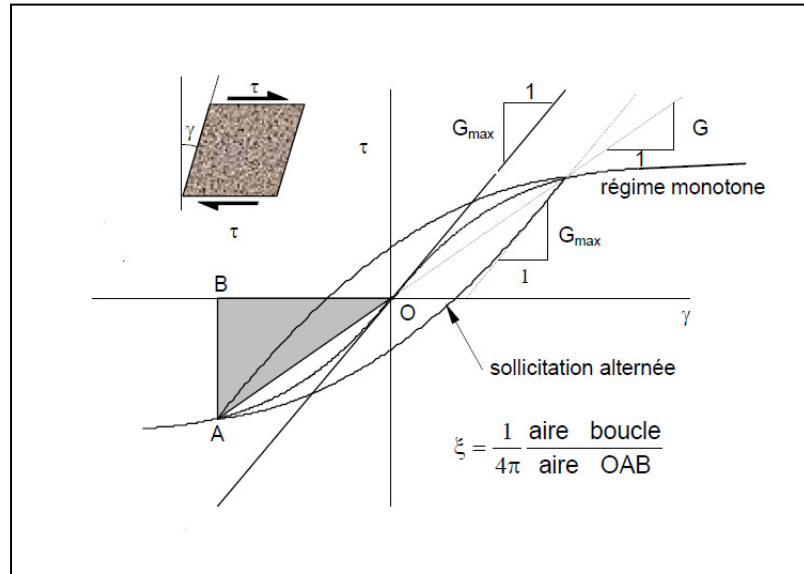


Figure 1.2 Paramètres élastiques du sol
et loi de comportement
Tirée de Karray (2011, p. 2)

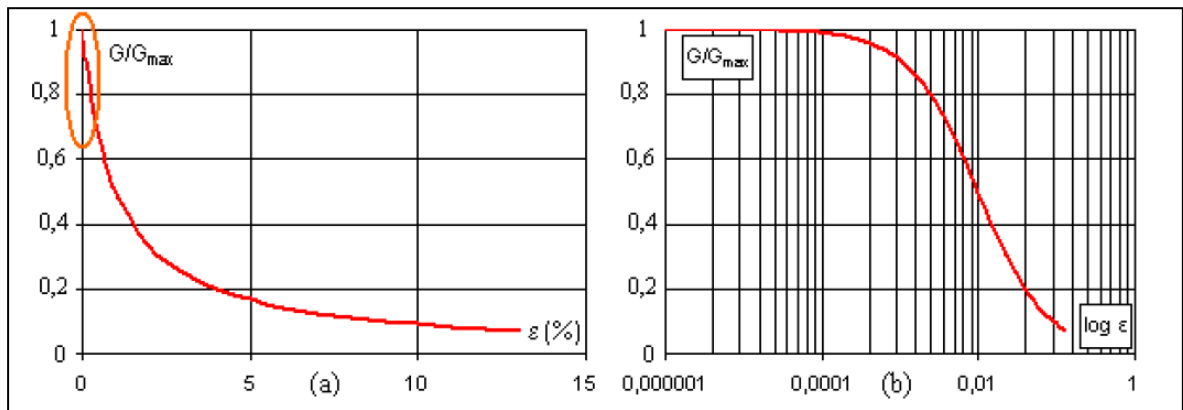


Figure 1.3 Module de cisailment en ε (%) et $\log(\varepsilon)$
Triée de Nguyen Pham (2008, p. 18)

Afin de caractériser un milieu linéaire élastique et isotrope, il est nécessaire que les paramètres élastiques soient déterminés de façon correcte, fiable et permettant d'évaluer le comportement du sol du point de vue géotechnique. Le tableau 1.1 résume les constantes élastiques de sorte que seulement deux de ces paramètres sont suffisants pour caractériser le milieu étudié.

Tableau 1.1 Relations entre les constantes élastiques
Tiré de Santamarina et al. (2001, p. 188)

Paramètres	Définition	En fonction de E et ν	En fonction of B et G
Module Young, E	σ_z/ε_z (for $\sigma_x=\sigma_y=0$)	E	$9BG/(3B+G)$
Module Poisson, ν	$\varepsilon_{\text{perpendicular}}/\varepsilon_{\text{parallel}}$	ν	$(3B-2G)/2(3B+G)$
Module Bulk, B	σ_0/ε_v	$E/3(1-2\nu)$	B
Module Constraint, M	σ_z/ε_z (for $\varepsilon_x=\varepsilon_y=0$)	$E(1-\nu)/(1+\nu)(1-2\nu)$	$B+4/3G$
Module de cisaillement, G	τ/γ	$E/2(1+\nu)$	G

1.2 Module de cisaillement en fonction du niveau de déformation

Atkinson & Salfors (1991) ont défini trois phases de déformations : très petites (10^{-6} ou moins), petites (entre 10^{-6} et 10^{-4}) et grandes déformations ($> 10^{-3}$) (Figure 1.4). Ces auteurs avancent que les différents types d'ouvrages géotechniques tels que les ouvrages de soutènement, les fondations et les ouvrages souterrains se déforment sous petites déformations sans arriver à la rupture. La Figure 1.4 illustre que la plus petite déformation de cisaillement qui peut être déterminée grâce aux essais traditionnels de mécanique des sols (essais triaxiaux et oedométriques) sans instrumentation particulière, est de l'ordre de 10^{-3} . Cependant, les méthodes dynamiques permettent de mesurer le module du cisaillement à très petites déformations (de l'ordre de 10^{-6}). Étant donné que la rigidité du sol associée à cette phase de déformations est une propriété caractéristique pour tous les types de géomatériaux sous sollicitations statiques et dynamiques (Burland, 1989) et sous conditions drainées et non drainées (Lo Presti et al., 1996), des appareils conventionnels de mécanique des sols ont été équipés par des éléments piézoélectriques. À titre d'exemple, Brignoli et al. (1996) ont introduit des éléments piézoélectriques dans l'appareil triaxial et Lee et al. (2008) en ont utilisé

pour l'essai oedométrique. Ceci a permis de déterminer au moyen de mesure de la vitesse de propagation d'ondes de cisaillement, la rigidité du sol en très petites déformations.

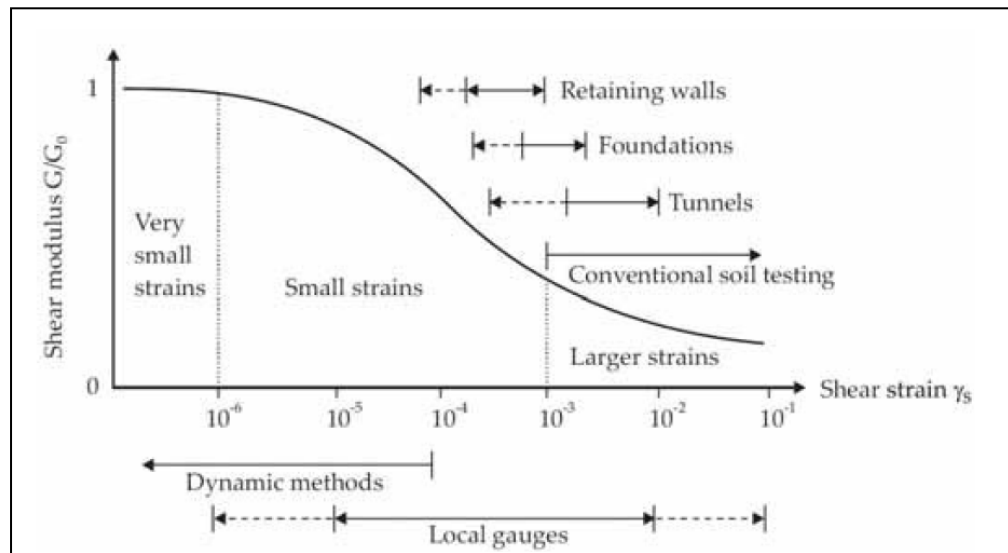


Figure 1.4 Rigidité du sol sous différentes phases de déformations et leur détermination.
Tirée d'Atkinson (2000, p. 488)

1.3 Facteurs d'influence sur G_{\max} ou V_s

Dans un milieu linéaire élastique isotrope, le module de cisaillement du sol en très petites déformations (G_{\max}) est lié à la vitesse des ondes de cisaillement par la relation (Richart et al., 1970) :

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (1.4)$$

où : G_{\max} : module de cisaillement en très petites déformations (Pa);

ρ : masse volumique du sol (kg/m^3);

V_s : vitesse de l'onde de cisaillement (m/sec).

Les études expérimentales en laboratoire sur différents sols ont montré que l'amortissement et le module de cisaillement en petites déformations, G_{\max} , dépendent de nombreux facteurs, notamment de l'amplitude de déformation, de la contrainte effective moyenne, de l'indice des

vides, du degré de saturation et du nombre de cycles de chargement. Ces différents facteurs sont connus et ont été étudiés depuis longtemps par Hardin & Black (1968), Hardin & Drnevich (1972), Hicher (1996), Lo Presti et al., (1997) et Kottke et al., (2017). Étant donné qu'il y a beaucoup de paramètres influençant le module de cisaillement et l'amortissement des sols, Hardin & Drnevich (1972) ont regroupé ces paramètres en trois catégories : très importants, moins importants et relativement peu importants. Le tableau 1.2 présente ces paramètres de même que leur influence relative. À première vue, ce tableau montre cinq paramètres très importants. On remarque surtout que l'amplitude des déformations, la contrainte effective moyenne et l'indice des vides sont des paramètres d'influence très importants sur la rigidité et l'amortissement dans tous types des sols. Tandis que la rigidité des sols cohérents est très affectée par le degré de saturation qui joue un rôle relativement peu important dans le sable. Dobry & Vucetic (1987) présentent une liste des principaux paramètres qui influent sur la rigidité du sol, G_{max} , et qui est également applicable à V_s (équation 1.4). Le tableau 1.3 illustre l'effet de ces paramètres sur le module de cisaillement maximal d'argiles.

Tableau 1.2 Importance relative des paramètres qui influent sur le module de cisaillement et l'amortissement
Tiré d'Hardin et Drnevich (1972, p. 610)

Parameter (1)	IMPORTANCE TO ^a			
	Modulus		Damping	
	Clean sands (2)	Cohesive soils (3)	Clean sands (4)	Cohesive soils (5)
Strain Amplitude	V	V	V	V
Effective Mean Principal Stress	V	V	V	V
Void Ratio	V	V	V	V
Number of Cycles of Loading	R ^b	R	V	V
Degree of Saturation	R	V	L	U
Overconsolidation Ratio	R	L	R	L
Effective Strength Envelope	L	L	L	L
Octahedral Shear Stress	L	L	L	L
Frequency of Loading (above 0.1 Hz)	R	R	R	L
Other Time Effects (Thixotropy)	R	L	R	L
Grain Characteristics, Size, Shape, Gradation, Mineralogy	R	R	R	R
Soil Structure	R	R	R	R
Volume Change Due to Shear Strain (for strains less than 0.5 %)	U	R	U	R

^a V means Very Important, L means Less Important, and R means Relatively Unimportant except as it may affect another parameter; U means relative importance is not clearly known at this time.
^b Except for saturated clean sand where the number of cycles of loading is a Less Important Parameter.

Tableau 1.3 Effet des principaux paramètres sur le module de cisaillement maximal d'argiles
Tiré de Dobry et Vucetic (1987, p. 92)

Increasing Factor	G_{\max}
Effective confining pressure, σ'_0	Increases with σ'_0
Void ratio, e	Decreases with e
Geologic age, t_g	Increases with t_g
Cementation, c	Increases with c
Overconsolidations ratio, OCR	Increases with OCR
Plasticity index, PI	Increases with PI if OCR > 1 Stays about constant if OCR = 1
Strain rate, $\dot{\gamma}$	No effect for non-plastic soils. Increases $\dot{\gamma}$ with for plastic soils (up to ~10% increase per log cycle, increase in $\dot{\gamma}$)
Number of loading cycles, N	Decreases after N cycles of large $\dot{\gamma}_c$, but recovers later with time in clays. Increases with N for sand

Afin d'évaluer la réponse d'un sol sous très petites et petites déformations, seul l'influence des paramètres les plus importants sur le module de cisaillement maximal sera examinée ci-dessous.

1.3.1 Influence de l'indice des vides

La rigidité élastique d'un sol augmente systématiquement lorsque l'indice des vides diminue. Les premières études d'influence de l'indice des vides étaient basées sur des mesures de vitesse de propagation d'ondes dans le sable d'Ottawa. Une relation linéaire entre la vitesse de propagation (V_s) et l'indice des vides (e) est proposée par Hardin & Richart (1963) :

$$V_s = a(b - e)\sigma'_m{}^{n/2} \quad (1.5)$$

où : σ'_m : contrainte effective moyenne ($\sigma'_m = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$).

Comme la vitesse de propagation est proportionnelle à la racine carrée du rapport entre le module du cisaillement et la masse volumique du sol (équation 1.4), on obtient :

$$G_{max} = \frac{A(b-e)^2}{1+e} \sigma'_m \quad (1.6)$$

où : A : constante qui dépend de la forme et la distribution des grains (courbe granulométrique).

b : constante qui dépend de la nature du sol (valeurs comprises entre 1 et 7).

À partir de l'équation linéaire entre l'indice des vides et le module de déformation présentée ci-dessus (équation 1.5), Hardin & Richart (1963) proposent deux fonctions de l'indice des vides permettant d'estimer la variation de rigidité maximale pour un sable à grains arrondis et un sable à grains anguleux respectivement :

$$F(e) = \frac{(2,17-e)^2}{1+e} \quad (1.7)$$

$$F(e) = \frac{(2,97-e)^2}{1+e} \quad (1.8)$$

Plus tard, Hardin & Black (1968) ont indiqué que l'équation (1.8) est également valide pour les argiles d'activité faible ($e < 2$). Toutefois, pour des argiles dont l'activité est élevée ($e > 2$), la structure de l'équation (1.8) ne varie pas, seulement le coefficient 2,97 est remplacé par un autre un peu plus élevé.

Afin de simplifier l'équation 1.6, Hicher (1985) a proposé les relations suivantes à partir de résultats obtenus lors de l'utilisation de l'appareil triaxial pour mesurer des déformations de l'ordre 10^{-6} et 10^{-2} à l'École Centrale de Paris :

$$\frac{E_{max}}{\sqrt{P'}} = \frac{450}{e} (E_{max} \text{ et } P' \text{ en MPa}) \quad (1.9)$$

Pour des sables, des agrégats et des argiles qui ont une faible limite de liquidité ($W_L < 50\%$).

Pour des argiles avec une limite de liquidité plus élevée, la corrélation précédente est légèrement modifiée :

$$\frac{E_{max}}{\sqrt{P'}} = \frac{750}{e} (E_{max} \text{ et } P' \text{ en MPa}) \quad (1.10)$$

D'autres fonctions exponentielles de l'indice des vides ont été trouvées dans la littérature. Ces fonctions sont typiquement de la forme générale :

$$F(e) = e^{-x} \quad (1.11)$$

où : l'exposant x est quantifié comme suit :

$x = 0,8$ (pour le sable selon Fioravante, 2000)

$x = 1,0$ (pour le sable et l'argile selon Biarez & Hicher, 1994)

$1,1 \leq x \leq 1,5$ (pour différentes argiles selon D'Elia & Lanzo (1996) et Lo Presti & Jamiolkowski (1998)).

1.3.2 Influence de la contrainte effective

Il existe un consensus à l'effet que la contrainte effective moyenne ou la contrainte de confinement est le paramètre le plus déterminant. Une relation entre la vitesse des ondes de cisaillement, V_s et la contrainte effective de confinement, σ'_0 a été proposée par Hardin & Richart (1963) sous la forme :

$$V_s = \alpha (\sigma'_0)^\beta \quad (1.12)$$

où V_s : vitesse des ondes de cisaillement (m/s);

α : vitesse pour un confinement de 1kPa (m/s);

σ'_0 : contrainte effective de confinement (kPa);

β : constante expérimentale.

Hardin & Richart (1963) trouvent que la vitesse des ondes de cisaillement augmente avec la contrainte effective de confinement. L'exposant de cette contrainte est proche de 0,25 pour les matériaux granulaires, lorsque l'indice des vides est maintenu constant. Les mêmes résultats ont été observés avec les argiles testées ayant le même indice des vides et le même degré de surconsolidation (Seed & Idriss, 1970; Hardin & Drnevich, 1972).

De plus, il est important de prendre en compte que la relation (1.6) d'Hardin & Richart (1963) qui a été utilisée pour étudier l'influence de l'indice des vides, inclut également l'effet de la pression de confinement. Afin de déterminer l'exposant sans tenir compte de l'effet de l'indice des vides, Viggiani & Atkinson (1995) ont compilé les valeurs de l'exposant m en fonction de l'indice de plasticité pour différents types d'argiles à très petites déformations. Hicher (1996) les a compilés aussi en fonction de la limite de liquidité. Les deux graphiques sont présentés dans la figure 1.5. Ces auteurs concluent que l'exposant m est supérieur à 0,5 et se situe en général entre 0,6 et 1 pour des argiles normalement consolidées et surconsolidées.

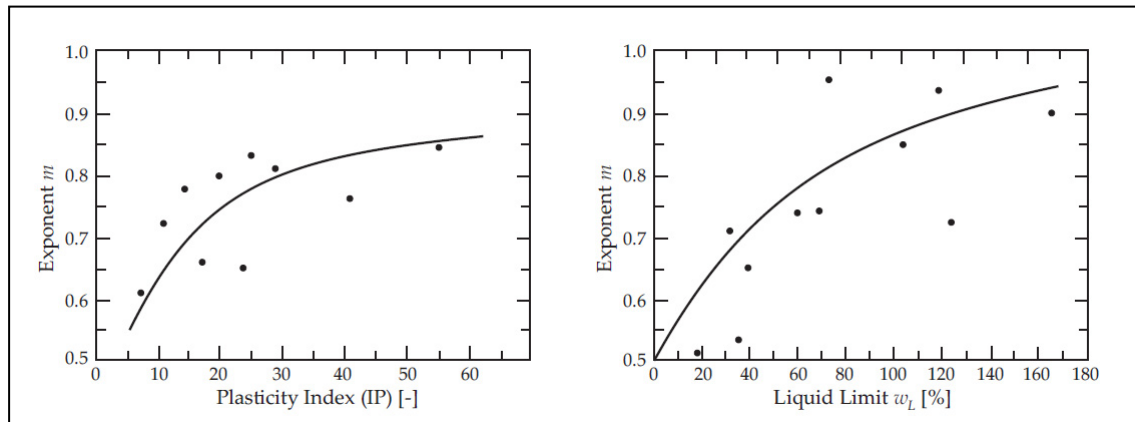


Figure 1.5 Exposant m en fonction de l'indice de plasticité et de la limite de liquidité
Tirée de Viggiani et Atkinson (1995, p. 255) et Hicher (1996, p. 643)

Santamarina et al. (2001) illustrent que les deux constantes du matériau α et β dépendent du type du sol et des contacts entre les particules. Des approches expérimentales et analytiques présentent l'influence du contact entre les particules sur la valeur de l'exposant, β . En présence de particules sphériques élastiques (contact Hertzian), l'exposant β est de $1/6$. Cependant, lorsqu'une rupture au niveau du contact entre des particules se produit, la valeur de l'exposant augmente jusqu'à $1/4$. En fait, l'exposant β augmente avec l'augmentation des forces du contact entre les particules et la densité de matrice (Santamarina et al., 2001). Ces auteurs indiquent également que le modèle Hertzian est valide dans la région élastique (contrainte faible) ($\beta = 1/6$). Cependant, lorsque les contraintes sont élevées, cet exposant prend la valeur de $1/4$. Cette dernière valeur correspond à celle proposée par Hardin & Richart (1963).

La figure 1.6 montre les mesures des coefficients α et β pour différents matériaux granulaires, incluant des sables, des argiles, des billes d'acier et de plomb. Il existe une relation inverse entre les deux coefficients α et β (Figure 1.6). Autrement dit, plus les particules sont rigides et la matrice est dense, le coefficient α (vitesse pour un confinement de 1 kPa) augmente et l'exposant diminue. Pour les argiles, l'augmentation de l'indice de plasticité augmente la valeur de l'exposant et alors l'effet de la contrainte effective de confinement.

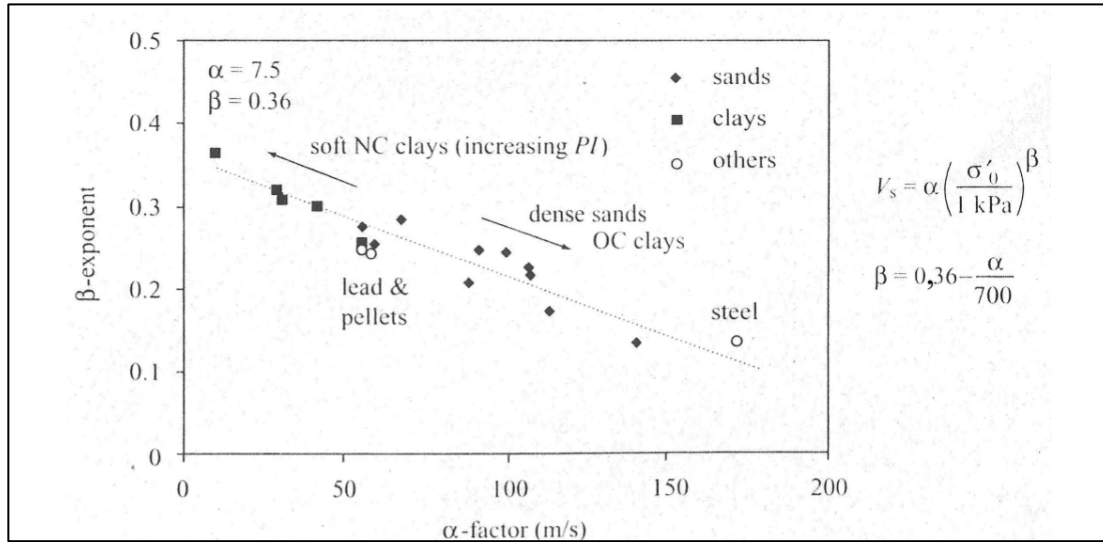


Figure 1.6 Coefficients α et β pour différents matériaux granulaires
Tirée de Santamarina et al. (2001, p. 257)

Il est important de noter que la plupart de corrélations de G_{\max} ou V_s dépend de la contrainte effective moyenne qui nécessite d'obtenir le coefficient des terres au repos, K_0 . Ce coefficient de K_0 est le rapport de la contrainte effective horizontale sur la contrainte effective verticale sous des conditions de déformations latérales nulles. La contrainte effective verticale peut être facilement calculée si le profil de la pression du mort-terrain et le niveau de la nappe phréatique sont connus. Cependant, la contrainte effective horizontale est difficile à déterminer avec précision parce qu'elle dépend non seulement des propriétés du sol mais aussi de l'histoire géologique du dépôt. Plusieurs méthodes sont disponibles pour mesurer le coefficient des terres au repos en laboratoire, in situ et via des corrélations empiriques.

L'article de conférence de Géo Ottawa (2017) présenté dans l'annexe I permet d'évaluer le rôle de K_0 dans les corrélations de V_s pour les argiles canadiennes. Cet article présente des valeurs de V_s calculées à partir de différentes valeurs de K_0 et pour différentes formes de corrélations pour l'argile de St-Alban. Les valeurs de V_s soulèvent des questions sur l'effet de l'exposant n qui affecte la contrainte effective moyenne dans les corrélations de V_s . Il permet également d'évaluer l'effet relatif de K_0 et de la fonction de l'indice des vides sur V_s .

1.3.3 Influence des conditions de drainage et du degré de saturation

Hicher (1996) a étudié l'influence des conditions de drainage sur le module de déformation. Cet auteur a constaté que le module de déformation non drainé (E_u) est plus élevé que celui drainé (E) (Figure 1.7). Le rapport entre ces deux modules de déformation (non drainé et drainé) est indépendant de la contrainte effective moyenne et de l'indice des vides. En effet, le rapport $\frac{E_u}{E}$ ne dépend que du coefficient de Poisson et s'écrit selon l'équation suivante :

$$\frac{E_u}{E} = \frac{(1+\nu_u)}{(1+\nu)} \quad (1.13)$$

- où
- ν_u : coefficient de Poisson sous conditions non drainées;
 - ν : coefficient de Poisson sous conditions drainées;
 - E_u : module de déformation non drainé;
 - E : module de déformation drainé.

Il convient de mentionner que dans les conditions non drainées, le coefficient de Poisson s'approche de la valeur 0,5. Cependant, ce coefficient est fortement affecté par le degré de saturation du sol. Une modification dans l'état de saturation de 1 à 0,95 est suffisante pour réduire ν_u de 0,5 à 0,4 et par conséquent, une diminution du module de déformation non drainé.

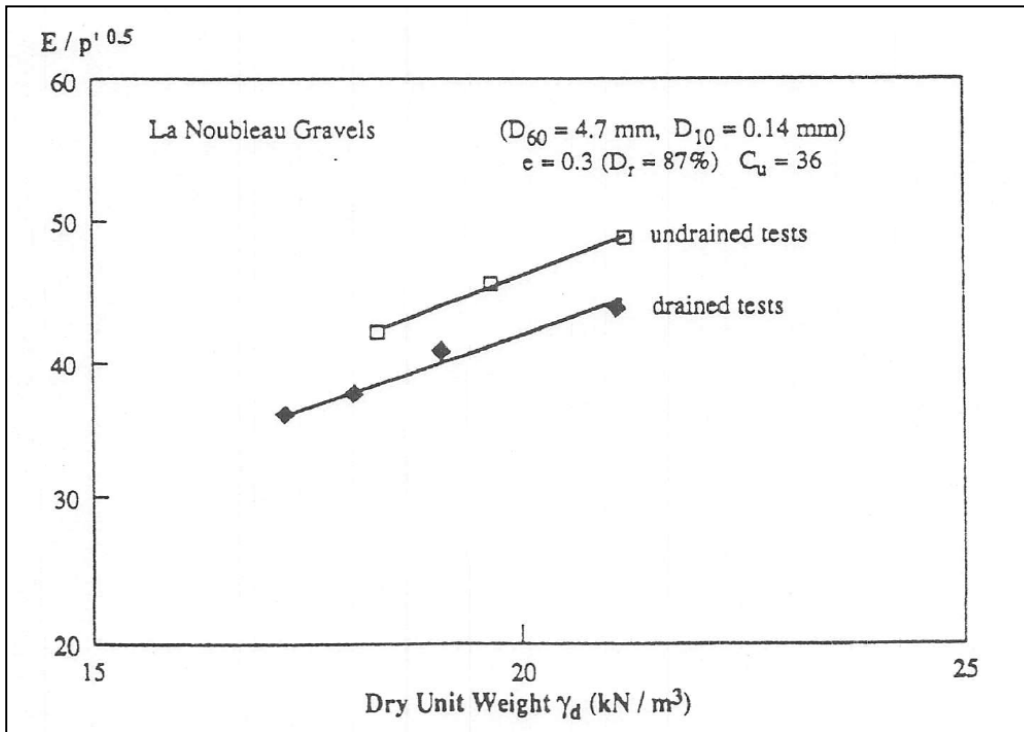


Figure 1.7 Influence des conditions de drainage sur le module de déformation
 Tirée d'Hicher (1996, p. 644)

L'influence de la saturation sur la rigidité maximale G_{\max} (donc sur V_s) a été abordée dans le tableau 1.2 présenté par Hardin & Drnevich (1972). Selon ce tableau, le degré de saturation est considéré un paramètre très important pour les sols cohérents, tandis que pour des sables propres, ce paramètre est relativement peu important. Leur étude est basée sur une revue de la littérature de même que sur des essais expérimentaux. À titre d'exemple, leurs résultats effectués sur une argile silteuse indiquent une diminution de G_{\max} de 262 à 117 MPa lorsque le degré de saturation passe de 70 à 100%.

L'augmentation importante de G_{\max} (ou de V_s) avec la diminution du degré de saturation peut s'expliquer par la succion qui augmente les forces interparticulaires du squelette de sol. En conséquence, la contrainte effective devient plus élevée et alors, la vitesse des ondes de cisaillement augmente. L'effet de la capillarité sur la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le sol a été étudié par Wu et al. (1984), Cho & Santamarina (2001) et Narsilio & Che (2011).

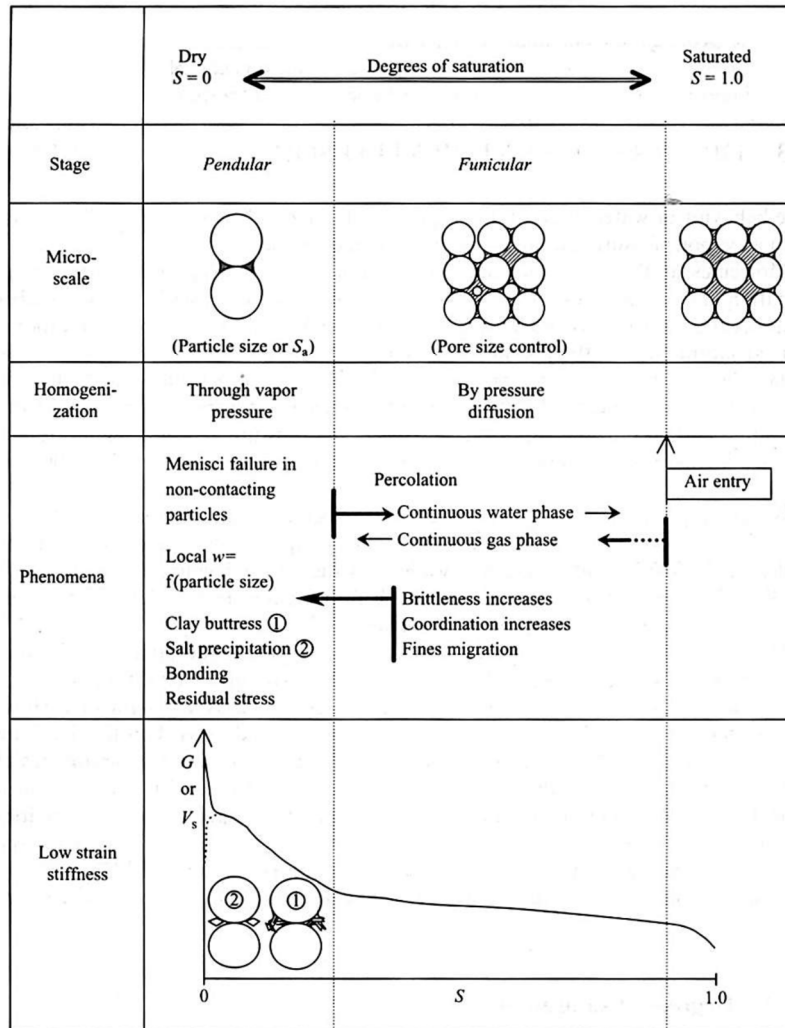
Wu et al. (1984) présente une équation empirique permettant de prévoir le degré de saturation optimal S_{opt} qui correspond à la valeur maximale de vitesse des ondes de cisaillement. En effet, des échantillons de sable ont été préparés à un degré de saturation présélectionné. Cette équation s'écrit comme sous la forme :

$$S_{opt} = [-6.5 \log(D_{10}) + 1.5]/100 \quad (1.14)$$

où : D_{10} est le diamètre effectif du sol.

Toutefois, ces auteurs ont observé à l'aide de microscopie que la surface mouillée entre deux particules mises en contact ne forme pas des ménisques à moins que le film d'eau soit assez épais. Par conséquent, l'équation ci-dessus ne s'applique pas aux sols qui s'assèchent graduellement. Ainsi, l'application de l'équation précédente est limitée aux échantillons récemment remaniés.

La figure 1.8 montre les phénomènes qui se produisent lors de la variation du degré de saturation et l'évolution de la vitesse des ondes de cisaillement en fonction de la saturation. À l'état de saturation complète ($S_r = 1$), la vitesse des ondes de cisaillement est minimale. Une diminution de la saturation cause une augmentation de V_s jusqu'à la limite d'entrée des bulles d'air dans la matrice. Dans la phase identifiée comme *funicular*, des bulles d'air sont présentes dans le sol et l'eau constitue encore un milieu continu. En diminuant davantage le degré de saturation jusqu'à ce que l'eau commence à constituer un milieu discontinu, cette étape est identifiée comme *pendular*. Cette phase est accompagnée par plusieurs phénomènes qui provoquent une augmentation de vitesse des ondes de cisaillement plus importante que celle de l'étape précédente. Ces phénomènes sont la réduction du rayon des ménisques de film d'eau autour des particules et la migration de particules fines (Cho & Santamarina, 2001).



Notation: G is shear modulus, V_s is shear wave velocity

Figure 1.8 Évolution de V_s en fonction de la saturation
Tirée de Cho et Santamarina (2001, p. 94)

À titre d'exemple, la figure 1.9 présente l'évolution de vitesse des ondes de cisaillement avec la diminution du degré de saturation pour différents matériaux granulaires. Cette figure montre que la distribution des particules joue un rôle important dans l'évolution de V_s en fonction de la saturation. Cho & Santamarina (2001) trouvent également que la vitesse maximale de ces 4 échantillons intacts est plus élevée que celle qui est correspondante au degré de saturation optimal calculé à partir de l'équation 1.14 pour des échantillons remaniés. Le tableau 1.4 résume les valeurs du degré de saturation et de la vitesse maximale pour les quatre échantillons intacts et remaniés.

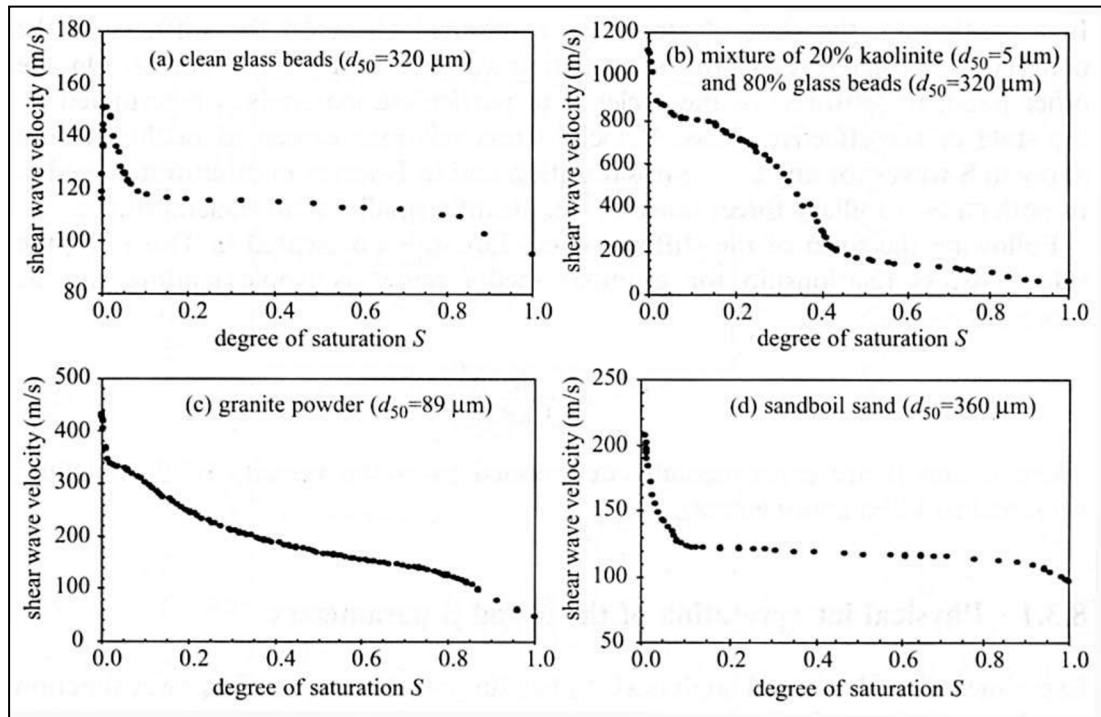


Figure 1.9 V_s en fonction de la saturation pour quatre matériaux granulaires
Tirée de Cho et Santamarina (2001, p. 91)

Tableau 1.4 Valeurs du S_r et de V_{smax}
pour des échantillons intacts et remaniés
Tiré de Cho et Santamarina (2001, p. 90)

Type du sol	S_r	S_{opt}	V_{smax} à S_r (m/sec) (Intact)	V_{smax} à S_{opt} (m/sec) (Remanié)
Clean Glass Beads	0,007	0,053	150	125
Kaolinite-Glass Beads	0	0,21	1100	750
Granite Powder	0	0,11	450	290
Sandboil Sand	0	0,065	210	130

Narsilio & Cho (2011) utilisent des mesures de vitesse de la propagation d'ondes de cisaillement comme indicateur pour évaluer le compactage d'un sol. Ils trouvent que la relation entre la masse volumique et V_s est claire dans des sols sableux saturés par rapport aux sols fins où le degré de saturation et la succion jouent un rôle plus important. Une augmentation de la teneur en eau abaisse les forces de contact interparticulaires et donc la possibilité de transmission des ondes de cisaillement.

1.3.4 Influence du nombre de cycles de charge (N)

L'influence du nombre de cycles de charge sur le module de cisaillement (G) a été étudiée par Lo Presti et al. (1997). Ces auteurs ont mesuré le module de cisaillement (G) de deux argiles naturelles et de dépôts de sables secs à l'aide d'essais de colonne de résonance et de cisaillement par torsion dans une plage de déformations de $10^{-4}\%$ à 1 %. Ces auteurs trouvent que sous petites déformations, l'influence de N sur la rigidité d'un sable sec n'est pas mesurable. Cependant, cette influence devient de plus en plus importante avec l'augmentation du niveau de déformations. L'influence de N est plus prononcée dans le cas d'échantillon intact. Lo Presti et al. (1997) ont également remarqué que la rigidité s'approche d'une valeur constante après l'application d'au moins 10 cycles, tandis que, dans le cas d'argile, la rigidité est fortement affectée par N surtout lorsque le niveau de déformations est considéré.

1.3.5 Influence du degré de surconsolidation (OCR)

Le degré de surconsolidation (OCR) est le rapport de la contrainte effective verticale maximale passée à la contrainte effective verticale actuelle ($OCR = \frac{\sigma'_v OC}{\sigma'_v}$). Dans les sols cohérents, la rigidité (G_{max}) augmente avec le degré de surconsolidation. Cette augmentation dépend de la plasticité du sol. Hardin & Black (1968) ont proposé la relation empirique suivante :

$$G_{max} \propto OCR^K \quad (1.15)$$

où : K est un coefficient qui dépend de l'indice de plasticité.

Ces auteurs ont expliqué que l'exposant K augmente avec l'indice de plasticité et il varie entre 0 pour le sable et 0,5 pour les argiles de plasticité élevée. Hardin & Drnevich (1972b) ont également indiqué que la valeur de l'exposant K peut être interpolée en se basant sur le tableau ci-dessous :

Une autre relation a été présentée par Viggiani & Atkinson en 1995 sur la base d'essais effectués sur des échantillons intacts de l'argile de Londres :

$$G_{max} \propto R_0^K \quad (1.16)$$

où : R_0 est le rapport de la contrainte effective moyenne maximale passée à la contrainte effective moyenne actuelle.

Tableau 1.5 Valeurs du paramètre K
Tiré d'Hardin et Drnevich (1972 b, p. 672)

Indice de plasticité (%)	K
0	0
20	0,18
40	0,30
60	0,41
80	0,48
≥ 100	0,50

Ces auteurs ont mesuré la rigidité maximale des sols à grains fins avec différents degrés de surconsolidation R_0 (de 1 à 8) en utilisant l'appareil triaxial équipé par des bilames piézoélectriques. Ils ont trouvé de nouveau que le paramètre empirique K augmente avec la plasticité des argiles. Pour les argiles ayant un indice de plasticité entre 10 et 40, l'exposant K varie entre 0,20 et 0,25. Cette variation semble relativement faible pour toute fin pratique. Certaines recherches proposent de négliger l'effet de la surconsolidation sur G_{max} (Isenhower, 1979; Jamiolkowski et al., 1995; Shibuya & Tanaka, 1996; Shibuya et al., 1997; Santagata et al., 2005). Ces derniers auteurs ont utilisé des expressions alternatives avec différentes fonctions de l'indice des vides $f(e)$.

À titre d'exemple, Santagata et al. (2005) ont mesuré les déformations axiales de l'ordre de 10^{-4} en se basant sur les essais triaxiaux non drainés en compression sur l'argile normalement consolidée et surconsolidée ($OCR=1$ à 8) de Boston. Ils trouvent deux formules pour calculer

le module de déformation maximale (E_{max}). La première expression ($E_{uMAX} = A OCR^K P'_{mc}{}^n$) est proposée en se basant sur la relation unique qui existe entre l'indice des vides et la pression effective moyenne de consolidation P'_{mc} ($\log e - 0,168 \log P'_{mc}$) pour tous OCR selon Santagata en 1988. Cependant, la deuxième formule inclut l'indice des vides ($E_{uMAX} = A e^{-x} \sigma'_{vc}{}^n$) et elle est proposée par d'autres auteurs (Jamiołkowski et al., 1995). Ces deux formules sont :

$$E_{uMAX} = 617 OCR^{0,15} P'_{mc}{}^{0,8} \quad (1.17)$$

$$E_{uMAX} = 273 e^{-2,44} \sigma'_{vc}{}^{0,44} \quad (1.18)$$

où : P'_{mc} : pression effective moyenne de consolidation (MPa);
 σ'_{vc} : contrainte verticale effective (MPa);
 E_{uMAX} : module de déformation maximal non drainé (MPa).

Une confrontation des résultats expérimentaux à ceux obtenus à partir des deux équations précédentes a été faite pour différents degrés de surconsolidation (Figures 1.10a et b). En effet, cette confrontation indique que les mesures expérimentales de la rigidité maximale correspondent à celles déterminées par les équations (1.17 et 1.18), même si l'équation 1.18 ne comprend pas l'effet du degré de surconsolidation.

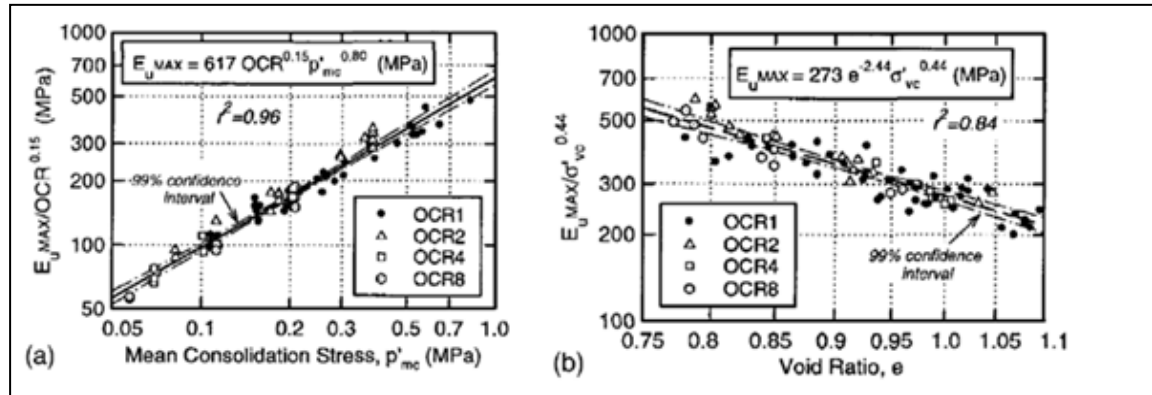


Figure 1.10 Expressions générales pour la rigidité initiale d'argiles de Boston en fonction de : a) pression effective moyenne et degré de surconsolidation, b) contrainte effective verticale et indice des vides
Tirée de Santagata et al. (2005, p.439)

1.3.6 Influence du temps (Aging)

Hardin & Black (1968) et Santagata et al. (2005) ont étudié l'effet du temps sur la rigidité en petites déformations en se basant sur des essais de vibration. Ils ont observé une augmentation du module de cisaillement maximal G_{max} avec le temps. Cette conclusion a été d'ailleurs affirmée par Hardin & Drnevich (1972). Ces derniers auteurs trouvent que le comportement thixotrope des sols cause une augmentation de la rigidité, plus particulièrement dans les sols cohérents.

L'augmentation de la rigidité avec le temps peut être quantifiée en utilisant le paramètre N_G avec l'expression proposée par Anderson & Stokoe (1978) :

$$\frac{G_{max}(t)}{G_{max}(t_p)} = \left(1 + N_G \log \frac{t}{t_p} \right) \quad (1.19)$$

Ou celle proposée par Shibuya et al., (1995) :

$$\frac{G_{max}(t)}{G_{max}(t_p)} = \left(\frac{t}{t_p}\right)^{N_G} \quad (1.20)$$

Où : t_p : temps nécessaire pour arriver à la fin de la consolidation primaire;

t : temps ($t > t_p$);

$G_{max}(t)$: rigidité maximale correspondant au temps (t);

$G_{max}(t_p)$: rigidité maximale correspondant au temps (t_p).

D'autres expressions ont été également proposées pour déterminer le facteur N_G à partir de l'indice de compression primaire (C_c) et de compression secondaire (C_α) :

$$N_G = 10^{C_\alpha/C_c} - 1 \quad (\text{Mesri \& Choi, 1983}) \quad (1.21)$$

$$N_G = C_\alpha^{0,5} \quad (\text{Lo Presti et al., 1996}) \quad (1.22)$$

Santagata et al. (2005) ont également indiqué que la prolongation de la durée d'essai en laboratoire entraîne une augmentation significative de la rigidité maximale (approximativement de 17 à 26 %). Ceci est fortement lié à la modification de la microstructure de sol pendant la consolidation secondaire. Leurs résultats montrent aussi que la valeur de N_G calculée en se basant sur la relation d'Anderson & Stokoe (1978) est supérieure à celle obtenue en utilisant les relations proposées par Mesri & Choi (1983) et Lo Presti et al. (1996).

1.3.7 Influence de la structure du sol

Rampello & Silvestri (1993) ont examiné sous très petites déformations la rigidité de l'argile naturelle et reconstituée de Vallericca et ils ont montré que la rigidité des échantillons naturels est généralement plus élevée que celle des échantillons reconstitués. Les auteurs montrent ensuite que lorsque la rigidité est normalisée par la pression équivalente ou par une pression isotrope appropriée, la rigidité du sol naturel et celle qui est reconstituée deviennent assez proches.

Sous petites déformations, Hicher (1996) a mesuré le module de déformation d'un sable naturel et reconstitué suivant l'essai triaxial non drainé. La densité relative du sable était de 80 %. Il a trouvé que le module de déformations des échantillons intacts est plus élevé que celui des échantillons reconstitués. Ceci peut être expliqué par la différence de la microstructure des sols. En effet, la microstructure des échantillons intacts dépend de l'histoire de dépôt. Toutefois, sous grandes déformations ($> 1\%$), les deux échantillons présentent un comportement similaire en raison de la charge mécanique qui influe graduellement sur la structure initiale de l'échantillon.

D'ailleurs, pour des échantillons reconstitués d'argile surconsolidée avec une limite de liquidité de 40% et un indice de plasticité de 16%, Hicher (1996) a rapporté une diminution importante du module de Young de 250 MPa à 180 MPa lors de l'augmentation de l'amplitude de déformations de 2×10^{-4} à 7×10^{-4} . Ceci est attribué à la dégradation de la structure d'argile pendant le premier cycle de chargement. La réduction du module est quantifiée au moyen d'un facteur de dégradation (D), qui dépend de la déformation plastique générée, durant l'histoire de chargement ($D = f(\varepsilon^p)$). Ce facteur s'écrit comme suit :

$$D = 1 - \frac{E}{E_0} \quad (1.23)$$

où : E : module de Young actuel;
 E_0 : module de Young initial.

1.3.8 Autres facteurs

L'étude de l'effet de l'état initial des contraintes nécessite la connaissance de l'influence du déviateur de ces contraintes. En effet, le tableau 1.2 montre que la rigidité des sols cohérents ou non est peu affectée par le déviateur de contraintes (τ_0 ou q) (Hardin & Drnevich, 1972). Toutefois, la contrainte effective moyenne présente un effet significatif lors de la mesure la rigidité maximale du sol. Précédemment, Hardin & Black (1966; 1968) ont également indiqué

que la rigidité G_{\max} d'argiles normalement consolidée et de sable est indépendante du déviateur de l'état des contraintes.

Ces auteurs ont également étudié l'effet de la fréquence de chargement sur la rigidité du sol en se basant sur les résultats d'essais triaxiaux effectués sur un échantillon cohérent et deux échantillons de sable sec soumis à des fréquences et à des nombres de cycles différents. Les résultats montrent que les échantillons des sols non cohérents (sable sec) ne sont pratiquement pas affectés par la fréquence essentiellement de zéro à quelques centaines de cycles par seconde. Par ailleurs, la fréquence supérieure à 0,1Hz a un effet relativement mineur sur le module maximal G_{\max} dans les sols cohérents.

1.4 Corrélations entre G_{\max} ou V_s et les propriétés géotechniques du sol

De nombreuses corrélations sont proposées dans la littérature pour calculer la rigidité sous petites déformations et donc V_s . Ces corrélations sont généralement issues d'essais dynamiques tels que la colonne résonante et les éléments piézoélectriques. Les corrélations publiées sont regroupées sous différentes formes générales en fonction des propriétés géotechniques utilisées pour les établir. Les tableaux 4.1, 4.2 et 4.3 présentés dans le chapitre 4 résument les corrélations proposées dans la littérature pour estimer G_{\max} ou V_s dans les sols cohérents.

Dans la première forme, le module de cisaillement maximal dépend de trois propriétés géotechniques (indice des vides, contrainte effective moyenne et degré de surconsolidation) comme indiqué dans le tableau 4.1. À titre d'exemple, la corrélation d'Hardin & Black (1969), qui est considérée comme la corrélation principale de ce groupe, a été développée en se basant sur les résultats de la colonne résonante d'un kaolin et de l'argile de Boston. Le premier groupe peut être écrit sous la forme générale suivante :

$$G_{\max} = AF(e)\sigma_m^n OCR^K \quad (1.24)$$

où $F(e)$ est une fonction de l'indice des vides, n est un exposant qui varie entre 0,5 et 0,66 pour les matériaux testés, A est la constante qui regroupe l'influence de l'ensemble des autres facteurs, OCR est le degré de surconsolidation et K est un exposant qui dépend de l'indice de plasticité du sol comme mentionné dans le tableau 1.5. Pour adapter le premier groupe aux différents types du sol, la fonction de l'indice des vides $F(e)$ et la constante A ont été modifiées par d'autres auteurs (Marcuson & Wahles, 1972; Kim & Novak, 1981; Kokusho et al., 1982; Okur & Ansal 2007; Kim & Finno, 2014).

Dans le deuxième groupe, les corrélations ont été écrites en termes de V_s (Hardin & Black, 1969; Anderson, 1974; Kim & Novak, 1981). La vitesse des ondes de cisaillement dépend également de trois propriétés du sol (e , σ'_m , OCR). Ces corrélations sont présentées dans le tableau 4.1 et peuvent être écrites sous la forme générale suivante :

$$V_s = F(e) \sigma_m'^{0.25} OCR^{\frac{K}{2}} \quad (1.25)$$

Des essais en laboratoire sur différents types des matériaux montrent que l'influence de la surconsolidation sur la rigidité sous petites déformations est négligeable (Lo Presti & Jamiolkowski, 1998; D'Elia & Lanzo, 1996). Leurs corrélations sont présentées dans le tableau 4.2 et prennent la forme générale suivante :

$$G_{max} = A F(e) \sigma_m'^n P_a^{1-n} \quad (1.26)$$

où $F(e) = e^{-x}$ est une fonction de l'indice des vides, P_a est la pression atmosphérique.

Kagawa (1992) et Kallioglou et al. (2008) ont constaté que G_{max} est principalement influencé par la plasticité de l'argile, tandis que l'influence du degré de surconsolidation peut être négligée. Par conséquent, leurs corrélations dépendent de trois propriétés géotechniques (indice de plasticité, indice des vides et contrainte effective moyenne). Ces corrélations sont également présentées dans le tableau 4.2 et leur forme générale peut être écrite comme suit :

$$G_{max} = F(e) F(PI) \sigma'_m{}^n \quad (1.27)$$

où $F(PI)$ est une fonction de l'indice de plasticité .

Dans d'autres corrélations, G_{max} ou E_{max} ne prend pas en compte l'effet de la surconsolidation. Cependant, ces corrélations impliquent la contrainte effective verticale, σ'_v ou les contraintes effectives principales (σ'_v, σ'_h) au lieu de la contrainte effective moyenne (Shibuya & Tanaka 1996; Shibuya et al., 1997; Landon, 2004; Santagata et al., 2005). Ces corrélations sont présentées dans le tableau 4.2 et leur forme générale est écrite comme suit :

$$G_{max} = AF(e) (\sigma'_v \sigma'_h)^n \quad (1.28)$$

$$G_{max} \text{ or } E_{max} = AF(e) \sigma'_v{}^n \quad (1.29)$$

Plusieurs recherches ont rapporté que l'influence de l'indice des vides peut être négligée et le module de déformation G_{max} ou E_{max} ne dépend que deux propriétés géotechniques (σ'_m , OCR) (Viggiani & Atkinson, 1995; Isenhower, 1979; Singh & Gardner, 1979; Koutsoufas & Fischer, 1980; Lodde, 1980; Weiler, 1988; Santagata et al., 2005). Ces corrélations sont présentées dans le tableau 4.3 et leur forme générale est écrite comme suit :

$$G_{max} \text{ or } E_{max} = A \sigma'_m{}^n \text{OCR}^K \quad (1.30)$$

Il convient de noter que toutes les corrélations empiriques ont été établies pour des propriétés spécifiques du sol et un chemin de contrainte donné. Les détails de ces corrélations sont présentés dans les références mentionnées dans les tableaux 4.1, 4.2 et 4.3.

1.5 Discussion

La définition des phases de déformations a démontré les limites des essais conventionnels qui ne sont pas suffisamment sensibles à l'évolution de la rigidité en très petites déformations soit

les déformations de l'ordre de 10^{-6} . Ceci a incité à l'introduction dans les appareils conventionnels, des éléments piézoélectriques permettant de mesurer la rigidité à l'aide de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement.

Plusieurs chercheurs ont d'ailleurs démontré par voie expérimentale que la rigidité maximale est affectée par de nombreux paramètres notamment l'indice des vides, le degré de surconsolidation et la contrainte de confinement. Des corrélations empiriques entre ces paramètres ont été ensuite formulées pour pouvoir calculer la rigidité sous petites déformations ou la vitesse des ondes de cisaillement.

1.6 Détermination expérimentale de la vitesse des ondes de cisaillement

1.6.1 In situ

La mesure de la rigidité maximale in situ du sol est fortement liée au domaine de la géophysique. Dans la pratique de l'ingénierie, ces méthodes sont reconnues comme « les méthodes sismiques ». Les méthodes in situ peuvent se diviser en deux groupes : les méthodes destructives et non destructives. Les méthodes destructives basées sur les ondes de volume (ondes longitudinales (P) et transversales (S)) comme celles de Cross-hole, Down-hole et Up-hole ont été utilisées en géotechnique depuis longtemps lors de l'évaluation la réponse dynamique d'un dépôt de sol. Ces méthodes permettent directement de mesurer V_s en divisant la distance parcourue entre la source et le récepteur par le temps nécessaire pour la propagation d'une onde de cisaillement. Les méthodes basées sur les ondes de surface (ondes de Rayleigh (R)), comme les méthodes SASW et MASW sont non destructives, ce qui les rend avantageuses, notamment pour leurs applications possibles sur des structures civiles.

Les différentes méthodes sont présentées aux sections suivantes.

Méthode Cross-hole

La méthode Cross-hole est un essai normalisé (ASTM, 2008a) permettant de déterminer la vitesse des ondes de cisaillement et de compression. La mise en œuvre de cette méthode nécessite au moins deux forages verticaux. La source d'énergie est introduite dans l'un des forages jusqu'à la profondeur souhaitée tout en plaçant des récepteurs à la même profondeur dans son voisinage. Connaissant la distance parcourue entre deux points de mesure ainsi que le temps de propagation de l'onde entre ces deux points, il est possible de calculer la vitesse des ondes de cisaillement et/ou de compression à la profondeur souhaitée (Kramer, 1996).

Méthodes Down-hole et Up-hole

Les méthodes Down-hole et Up-hole ne nécessitent qu'un seul forage. Dans la méthode Up-hole, le ou les capteurs sont placés en surface et la source d'énergie se trouve dans le trou de forage. Cependant, la configuration de l'essai Down-hole consiste à installer la source en surface et à coller le ou les récepteurs sur la paroi interne d'un tube en PVC placé dans le forage (Kramer, 1996; ASTM, 2008b). Une fois les essais réalisés, les temps de propagation de l'onde S ou P sont présentés en fonction de la profondeur. La pente entre deux points représente la vitesse de l'onde (P ou S) mesurée à cette profondeur.

Cône sismique

L'essai de cône sismique (SCPT) est une méthode hybride sur terrain, il combine l'essai de pénétration au cône (CPT) et l'essai Down-hole (Robertson et al., 1986). Cette méthode ne nécessite pas de réaliser de forage préalable. Cependant, l'essai consiste à pousser un cône à travers le sol et à générer une onde de cisaillement au moyen d'une enclume métallique et un marteau. L'essai cône sismique permet d'obtenir les profils continus de résistance en pointe (q_t) et en friction (f_s) du sol par la pénétration d'un cône. Il permet également de mesurer la pression interstitielle lors de l'utilisation d'un piézocône. L'intérêt de la version sismique du CPT est de mesurer la rigidité du sol sous très petites déformations qui n'est pas mesurable directement par l'essai standard.

Méthode SASW

La technique SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) est effectuée à la surface du sol (Nazarian & Stokoe, 1984; Addo & Robertson, 1992). Elle consiste à enregistrer les ondes de Rayleigh générées par une source d'impact au moyen de deux capteurs placés à une certaine distance (d). Le test est répété en variant la distance entre les deux capteurs ($2d$, $4d$, $8d$, $16d$...). En général, les deux capteurs sont placés à la même distance de deux côtés d'un point central. Connaissant la distance entre les deux capteurs, la courbe de dispersion expérimentale est ainsi déterminée pour chacun de ces espacements. La courbe de dispersion totale correspond à la moyenne des courbes de dispersion déterminées pour les différents espacements entre les deux capteurs. Cette courbe est ensuite inversée afin de déterminer le profil de vitesse des ondes de cisaillement en fonction de la profondeur. Le processus d'inversion implique que le profil d'un dépôt est représenté par un certain nombre des couches. Chaque couche est caractérisée par une épaisseur (h), une masse volumique (ρ), un coefficient de Poisson (ν) et une vitesse des ondes de cisaillement (V_s). La courbe de dispersion théorique calculée en se basant sur les propriétés caractéristiques du milieu est ensuite comparée à celle obtenue sur terrain. Si les deux courbes expérimentale et théorique coïncident, le profil considéré est la solution recherchée (variation de V_s en fonction de la profondeur). Dans le cas contraire, les vitesses attribuées à l'ensemble des couches sont ajustées jusqu'à ce qu'il y ait une correspondance entre la courbe de dispersion théorique et celle obtenue sur le terrain.

La méthode SASW est basée sur l'hypothèse selon laquelle la courbe de dispersion expérimentale représente uniquement le mode fondamental des ondes de Rayleigh. Cependant, différentes études ont démontré que, dans certaines conditions, les modes supérieurs des ondes de Rayleigh peuvent interférer et même dominer le mode fondamental et alors affecter de manière significative la courbe de dispersion (Tokimatsu et al., 1992). En effet, la contribution inconnue des modes supérieurs des ondes de Rayleigh dans les courbes expérimentales de dispersion apparaît comme la principale source d'imprécision dans la méthode SASW (Karray & Lefebvre, 2009).

Méthode MASW

La méthode MASW (Modal Analysis of Surface Waves) est une technique réalisée à partir de la surface à l'aide des ondes de Rayleigh. Cette technique a été mise au point à l'Université de Sherbrooke à la fin des années 1990 (Lefebvre & Karray, 1998; Karray, 1999; Karray & Lefebvre, 2009) afin d'éliminer les difficultés liées à la méthode SASW. La méthode MASW permet d'isoler et identifier les différents modes d'ondes de Rayleigh contribuant aux signaux enregistrés sur le terrain. Elle permet également de définir la courbe de dispersion pour le mode fondamental et aussi pour les modes supérieurs d'ondes de Rayleigh. La technique MASW nécessite différents équipements pour sa mise en œuvre, entre autres une source d'impact, un déclencheur et 16 capteurs afin d'identifier les différents modes. La méthode MASW fournit une solution unique du profil de V_s et fournit aussi le profil du coefficient de Poisson.

1.6.2 En laboratoire

Plusieurs techniques de laboratoire ont été développées pour mesurer V_s , notamment la colonne résonante et les éléments piézoélectriques.

Les principales techniques utilisées en laboratoire sont décrites dans les paragraphes suivants.

Colonne de résonance

L'essai de colonne de résonance permet d'appliquer en plus des forces axiales et de confinements couramment appliqués dans l'appareil triaxial, des forces de cisaillement en torsion cyclique. Les essais de colonne de résonance sont cycliques et permettent de mesurer les propriétés dynamiques du sol (module de cisaillement en petites déformations et l'amortissement). Un échantillon cylindrique confiné est amené à un mode fondamental de vibration au moyen d'excitation de torsion ou longitudinale et la fréquence d'excitation est ensuite ajustée jusqu'à ce que l'état de résonance soit atteint (Richart et al., 1970). L'essai

peut être effectué pour différents niveaux de déformations et états de contraintes. Le module de cisaillement, G_{\max} , sera déterminé à partir de la fréquence de résonance, les propriétés géométriques et la masse de l'échantillon.

Bilames piézoélectriques (Bender Elements)

Un bilame piézoélectrique se compose en général de deux plaques minces de céramique d'épaisseur totale d'environ 0,5mm. Ces plaques sont rigidement liées à une plaque centrale métallique fabriquée souvent en laiton et isolée au moyen d'une couche d'époxy. Des bilames piézoélectriques s'insèrent aux deux extrémités de l'échantillon de sorte qu'un bilame sert à émettre un signal et l'autre sert à le capter. Lorsqu'un potentiel électrique est appliqué entre des électrodes de surface, le bilame émetteur produit un mouvement de fléchissement. Ce mouvement induit une onde de cisaillement qui se propage ensuite sur toute la longueur de l'échantillon pour arriver au bilame récepteur. Ce dernier subit un mouvement de fléchissement qui est transformé en potentiel électrique. Dyvik & Madshus (1985) présentent l'arrangement d'un bilame inséré à la base d'un échantillon comme montrée à la figure 1.11. Cet arrangement montre un bilame piézoélectrique encastré dans la base. Afin de garantir l'étanchéité du bilame, le trou a été rempli par de l'époxy.

La mesure de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement en suivant la technique des bilames piézoélectriques nécessite alors plusieurs appareils. Ils comprennent généralement un générateur de signal, un amplificateur de puissance, un oscilloscope pour enregistrer les signaux d'émission et de réception, et un ordinateur pour le stockage et le traitement des données. Aussi, un autre amplificateur pourra être ajouté pour amplifier et améliorer le signal de réception.

Les bilames piézoélectriques peuvent être installés dans la plupart des appareils géotechniques. À titre d'exemple, Arulnathan et al. (1998) ; Blewett et al. (1999) et SzilvÁgyi et al. (2016) ont utilisé des bilames dans l'appareil triaxial. D'autres ont installé des bilames piézoélectriques dans l'œdomètre (Lee et al., 2008; Ayala et al., 2017) ou encore dans une colonne de résonance

(Dyvik & Madshus, 1985; Camacho-Tauta et al., 2017). Ces bilames sont généralement installés dans la base et le haut de l'appareil, cependant, ils ont également été montés sur les parois de la cellule triaxiale (Pennington et al., 2001) et de l'anneau oedométrique (Lee et al., 2008) pour mesurer la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans la direction latérale.

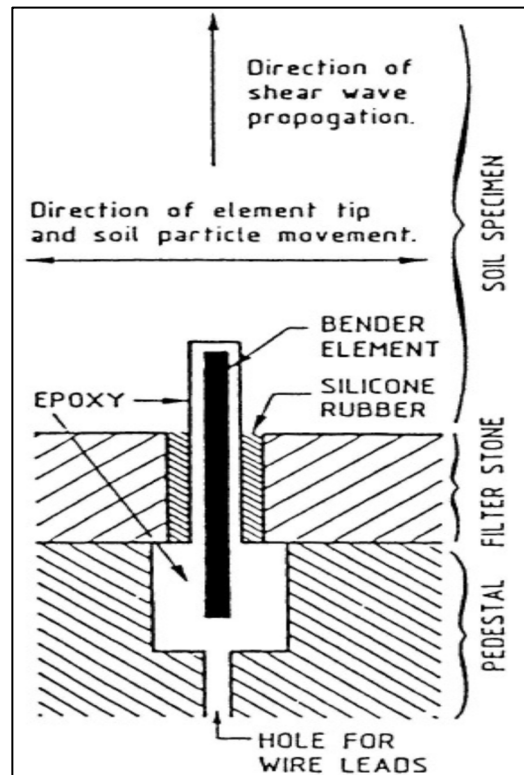


Figure 1.11 Arrangement d'un bilame piézoélectrique Triée de Dyvik et Madshus (1985, p.4)

Plaques de cisaillement

La plaque de cisaillement est un transducteur électromécanique capable de transformer un mouvement mécanique en énergie électrique et vice versa. Lawrence (1963) a décrit la première application des plaques de cisaillement afin de mesurer la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol. Ces travaux sont à la base de ceux de Brignoli et al. (1996), qui présentent deux types de plaques de cisaillement : Un type génère des ondes de cisaillement et l'autre type génère des ondes de compression. Afin d'exciter les plaques piézoélectriques de façon à induire une onde de compression, ces plaques se polarisent en direction de l'épaisseur de l'échantillon lors de l'application d'un potentiel électrique entre deux électrodes de surface. Par ailleurs, pour générer des ondes de cisaillement, la direction de polarisation doit être parallèle aux électrodes de surface. Les deux types de plaques de cisaillement sont montrés à la figure 1.12.

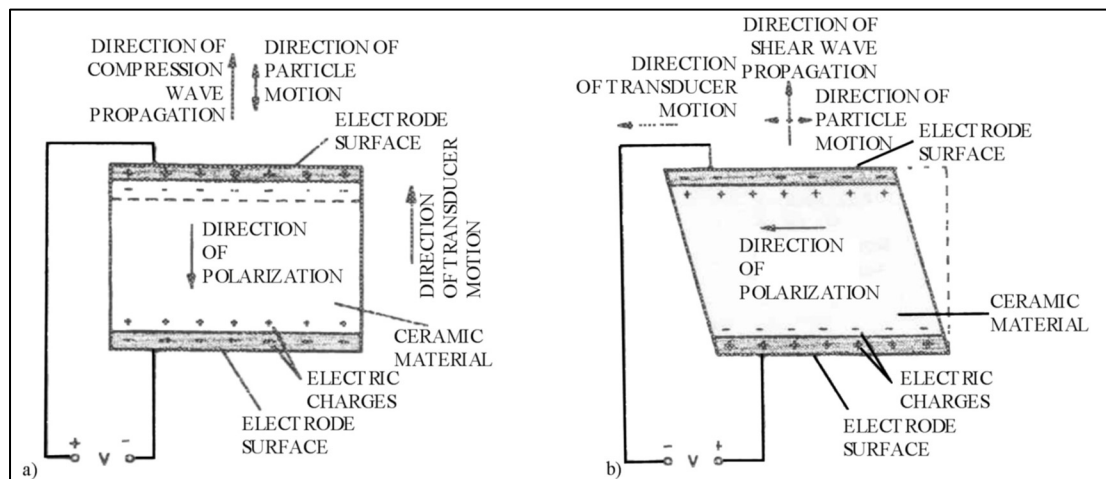


Figure 1.12 Plaque piézoélectrique polarisée pour générer des ondes
 a) une onde de compression et b) une onde de cisaillement
 Tirée de Brignoli et al. (1996, p.386)

Brignoli et al. (1996) notent que malgré la plus grande robustesse et la facilité d'utilisation des plaques piézoélectriques, surtout avec des échantillons intacts, la technique des plaques de cisaillement devient moins populaire que les bilames piézoélectriques. Toutefois, les auteurs remarquent que cette technique présente l'avantage d'être utilisée pour tester des échantillons

qui comportent des agrégats grossiers, puisque ces plaques présentent l'avantage de ne pas être pénétrées dans l'échantillon comme c'est le cas avec des bilames piézoélectriques. Aussi, une confrontation de V_s mesurée en utilisant la technique de plaques à celle mesurée au moyen de bilames, montre une différence de 3 %, qui selon ces auteurs peut être considérée admissible dans le domaine expérimental.

Lee & Santamarina (2005) soulignent aussi que l'utilisation de ces plaques n'est pas adéquate pour mesurer la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol en raison du mauvais couplage avec le sol, et de la différence d'impédance électrique entre le sol et les plaques de cisaillement. Ces derniers facteurs nécessitent une fréquence d'excitation plus élevée que celle utilisée avec des bilames piézoélectriques.

Anneaux piézoélectriques (P-RAT)

La méthode P-RAT (*Piezoelectric ring-actuator technique*) est la méthode utilisée pour déterminer V_s lors de la réalisation du programme expérimental de ce projet de recherche. Cette méthode a été développée et améliorée au cours des 16 dernières années pour minimiser/éliminer les difficultés associées à l'installation des échantillons et à l'interprétation des signaux enregistrés par les transducteurs (Gamal El Dean, 2007; Ethier, 2009; Karray et al., 2015; Mhenni et al., 2015; Elbeggo et al., 2019; Karray et al., 2019). Cette technique peut être incorporée dans la plupart des appareils conventionnels de géotechnique et offre l'avantage d'effectuer le test sur différents types de géomatériaux (Karray et al., 2015).

Il s'agit d'un élément piézoélectrique prenant la forme d'un anneau et se déformant dans le sens radial. Le branchement et le montage des anneaux piézoélectriques sont semblables à ceux présentés dans les bilames piézoélectriques. Afin de rendre ces anneaux piézoélectriques étanches avant leur utilisation, plusieurs couches d'une colle d'époxy ont été utilisées, comme c'est le cas des bilames. Cependant, puisque les anneaux ne pénètrent pas le sol, leur utilisation permet de minimiser la réflexion des ondes émises et d'améliorer les signaux reçus. En plus, ces anneaux sont disponibles dans le marché et adaptables à l'installation dans les appareils

conventionnels de géotechnique (Ethier, 2009). La figure 1.13 présente la configuration de la méthode P-RAT dans l'essai de consolidation.

La conception des capteurs de P-RAT améliore le couplage avec l'échantillon testé et assure la distribution axisymétrique des contraintes. Cependant, Mhenni et al. (2015) et Karray et al. (2019) ont trouvé que les résultats peuvent être affectés par les ondes de compression dues aux effets du coefficient de Poisson. Alors, ces auteurs ont réduit l'impact des ondes de compression en encapsulant les capteurs dans une cellule métallique inoxydable comme montrée à la figure 1.14. En effet, l'encapsulation des capteurs absorbe les déformations longitudinales de l'anneau piézoélectrique et offre une meilleure distribution des contraintes sur l'échantillon (Karray et al., 2019).

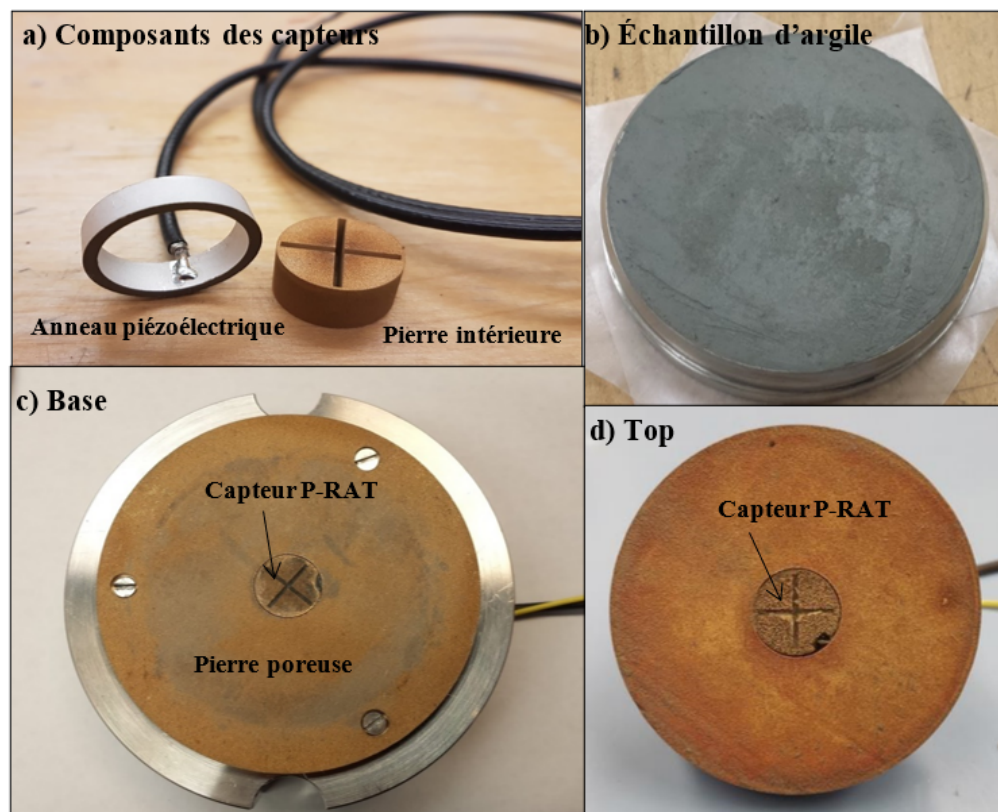


Figure 1.13 Configuration de la méthode P-RAT

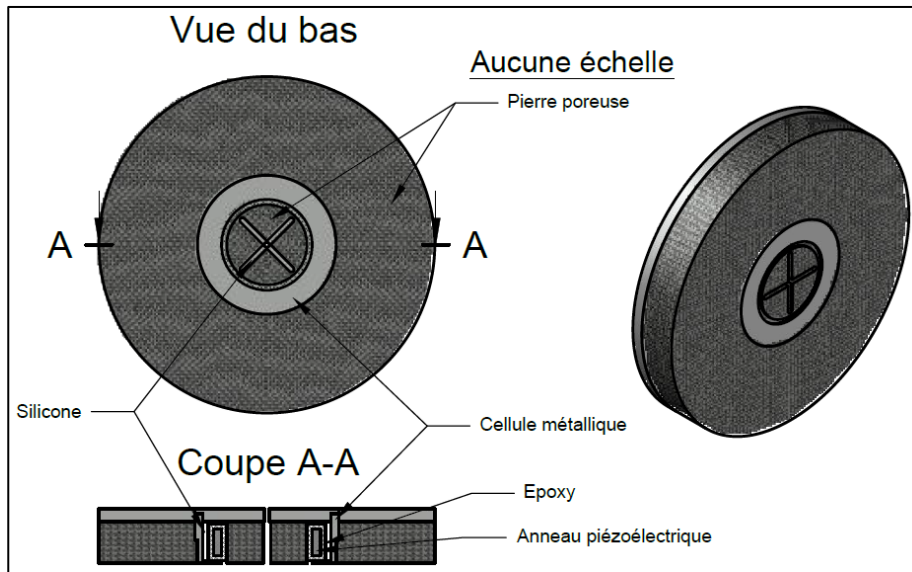


Figure 1.14 Schéma d'un assemblage d'anneau P-RAT encapsulé
Tirée de Dion Gagnier (2019, p.32)

1.7 Discussion

Les méthodes de détermination de V_s sont généralement classées en deux catégories : les mesures effectuées en laboratoire et in situ. Les essais en laboratoire permettent de bien identifier la nature du sol et les conditions aux limites. Dans certaines conditions, les essais in situ en vraie grandeur sont nécessaires pour estimer les caractéristiques du sol d'une façon réaliste, surtout dans le cas des sols sans cohésion comme les sables. Toutefois, la question des conditions initiales in situ qui ne sont pas connues s'impose lors de l'utilisation de ce type de mesures.

1.8 Particularités des éléments piézoélectriques

Le concept de vitesse des ondes de cisaillement au moyen d'éléments piézoélectriques est simple et direct. En effet, la vitesse est définie par le rapport entre la distance parcourue par l'onde et le temps de propagation. Comme on l'a déjà remarqué, les éléments piézoélectriques peuvent être installés dans la plupart des appareils géotechniques. Néanmoins, la difficulté d'interprétation des résultats et le manque de méthode d'interprétation normalisée persistent

jusqu'à nos jours. Ces difficultés sont principalement attribuées aux problèmes liés à la détermination du temps de propagation des ondes de cisaillement.

Une étude bibliographique sur les facteurs qui influent le plus sur la détermination du temps et alors sur l'interprétation des résultats est présentée et discutée ci-dessous. Les méthodes de détermination du temps de propagation et la distance effective parcourue par l'onde sont également expliquées dans les sections subséquentes.

1.8.1 Facteurs d'influence sur la détermination du temps

Effet de champ proche

Pour plusieurs auteurs, l'effet de champ proche est considéré comme le facteur principal qui obscurcit l'arrivée de l'onde de cisaillement et influe directement sur la détermination du temps de propagation de cette onde (Brignoli *et al.* 1996; Arulnathan *et al.* 1998; Wang *et al.* 2007). L'effet du champ proche peut se produire lorsque l'onde de cisaillement se combine à celle de compression. Cet effet est alors une déflexion dans le signal temporel de réception avant l'arrivée de l'onde de cisaillement (positive). Brignoli *et al.* (1996) et Wang *et al.* (2007) trouvent que l'effet de champ proche est plus susceptible au rapport d/λ où d est la distance entre l'émetteur et le récepteur et λ est la longueur d'onde. Ils démontrent que cet effet diminue lorsque le rapport d/λ est supérieur à 2. Aussi, une fréquence d'excitation élevée est recommandée pour le minimiser.

Dispersion de Biot

La propagation des ondes à travers un matériau poreux et saturé est affectée par le fluide existant dans les pores du matériau. La dispersion dans un milieu élastique saturé peut être étudiée selon la théorie proposée par Biot (1956a et 1956b). Cette théorie montre que les ondes à hautes fréquences voyagent plus rapidement que celles à basses fréquences quoique les deux ondes voyagent dans le même milieu. La V_s doit être une valeur unique quelle que soit la

fréquence d'excitation. Toutefois, lorsque la vitesse mesurée varie en fonction de la fréquence d'excitation, cette vitesse s'appelle la vitesse de phase (V_{ph}).

Blewett *et al.* (2000) ont observé que la réponse du modèle de Biot pour le sable propre est l'opposée de celle du sous-système dynamique (amorti masse-ressort.). Ces auteurs concluent aussi que la réponse du système dynamique est une combinaison des deux modèles en supposant une contribution égale entre le modèle de Biot et celui du sous-système dynamique (voir figure 1.15).

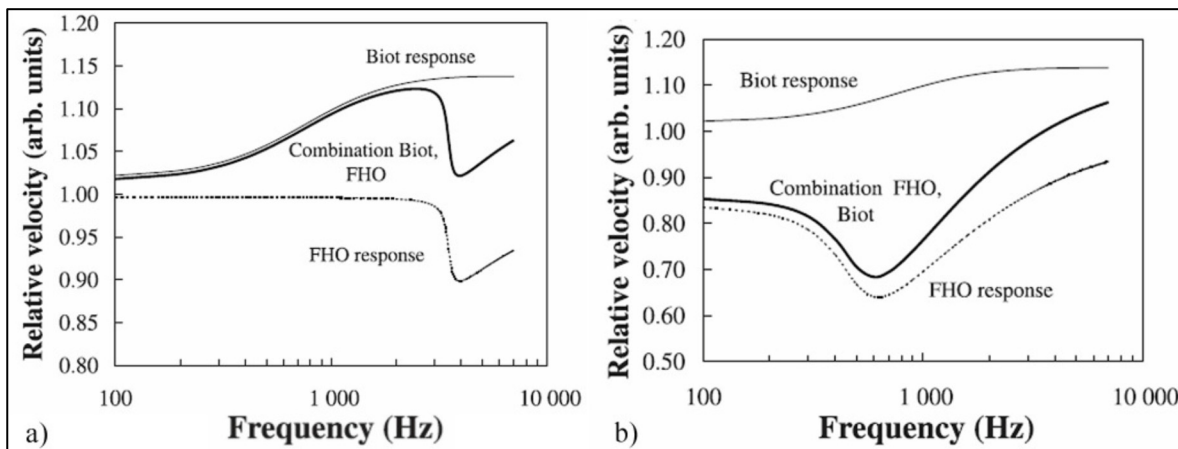


Figure 1.15 Modèles de Biot, d'un sous-système dynamique (FHO) et de leur combinaison pour la dispersion de V_s

a) réponse du système proche de la réponse de Biot

b) réponse du système proche de la réponse de FHO

Tirée de Blewett et al. (2000, p.1352)

Déphasage des sous-systèmes

Blewett et al. (2000), Lee & Santamarina (2005) et Wang et al. (2007) suggèrent de décomposer le système entre l'émission et la réception en sous-systèmes distincts (voir figure 1.16). Chacun des sous-systèmes possède une fonction de transfert et une fréquence de résonance. Les fonctions de transfert et les plages de fréquence peuvent provoquer le déphasage et la distorsion du signal de réception. Ceci ne produit pas qu'une différence entre les signaux émis et reçu et alors le temps de propagation des ondes devient plus difficile à déterminer.

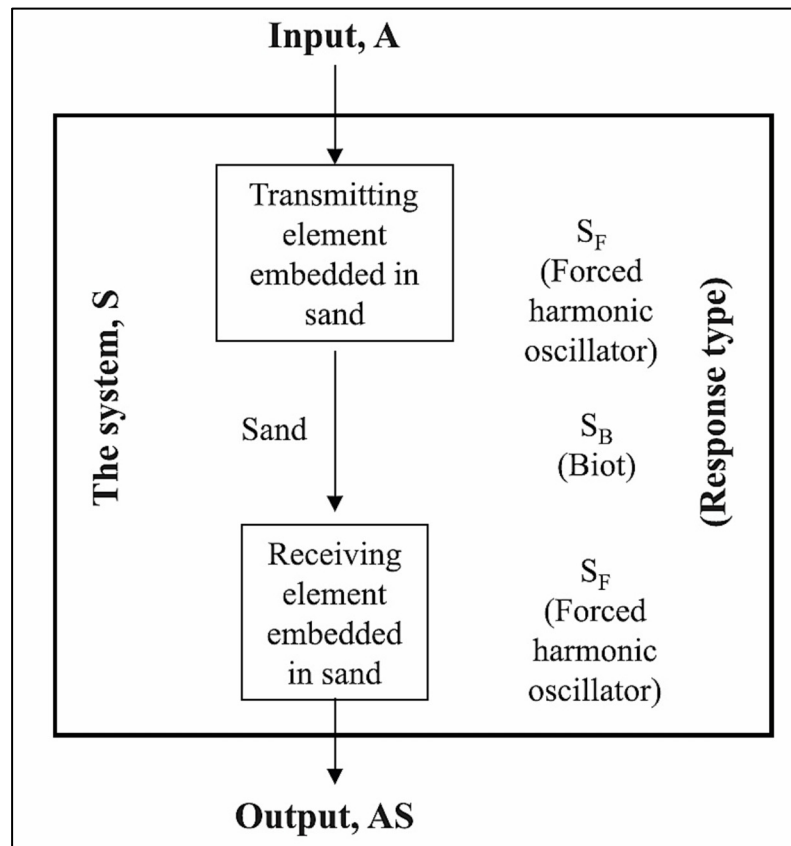


Figure 1.16 Composition des sous-systèmes dynamiques
Tirée de Blewett et al. (2000, p.1349)

Interférence des ondes aux frontières rigides

L'interférence des ondes de cisaillement incidentes avec celles réfléchies aux frontières de l'échantillon rend le mouvement enregistré au bilame récepteur affecté par la contribution des 4 ondes (y_{A1} , y_{A2^*} , y_{A1^*} et $y_{A2^{**}}$) (voir figure 1.17). Alors, ce mouvement peut être exprimé par l'équation suivante (Arulnathan *et al.* 1998) :

$$y_B = y_{A1} + y_{A2^*} + y_{A1^*} + y_{A2^{**}} \quad (1.31)$$

où : y_B : ondes enregistrées au bilame récepteur;

y_{A1} et y_{A2^*} : ondes arrivent au point B, se réfléchissent et deviennent respectivement y_{A1^*} et $y_{A2^{**}}$.

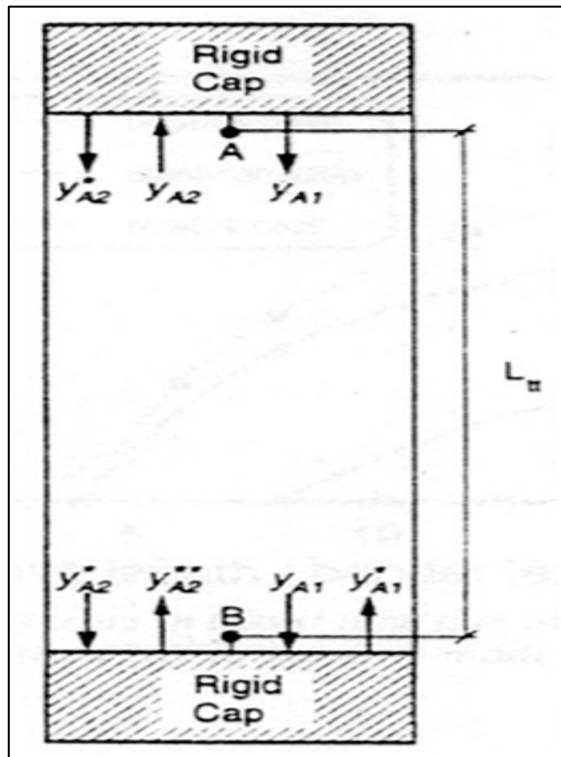


Figure 1.17 Réflexions des ondes
sur les extrémités rigides
Tirée d'Arulnathan et al. (1998, p.122)

Complexité de l'émission

Un modèle a été proposé par Lee et Santamarina (2005) afin d'évaluer la complexité de l'émission lors de l'utilisation des bilames piézoélectriques. Ce modèle (voir figure 1.18) montre qu'un bilame émetteur permet de générer une onde frontale (de cisaillement) et deux ondes latérales (de compression).

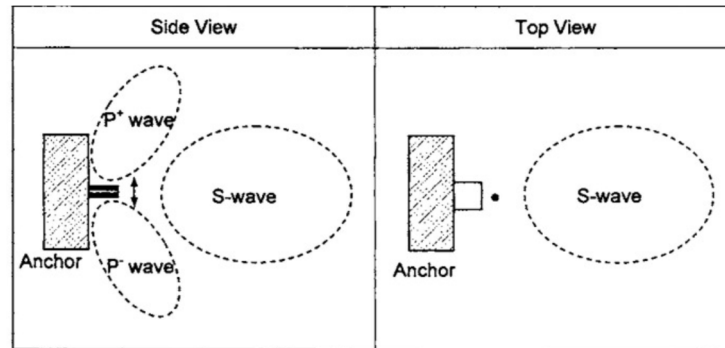


Figure 1.18 Directivité transversale des bilames Piézoélectriques et orientation des ondes émises
Tirée de Lee et Santamarina (2005, p.1064)

1.8.2 Détermination de la distance de propagation

Une revue bibliographique montre qu'il existe un consensus à considérer que la distance effective de la première arrivée de l'onde de cisaillement au récepteur correspond à la distance comprise entre les deux extrémités libres des bilames piézoélectriques (Dyvik & Madshus, 1985 ; Brignoli et al., 1996 ; Arulnathan et al., 1998 ; Lee & Santamarina, 2005 ; Cha & Cho, 2007 ; Lee et al., 2008 ; Youn et al., 2008). Cependant, dans le cas des plaques de cisaillement et des anneaux piézoélectriques, la hauteur de l'échantillon est considérée comme la distance effective (Brignoli et al., 1996; Ethier, 2009).

1.8.3 Détermination du temps de propagation

Le temps de propagation de l'onde de cisaillement joue un rôle primordial lors de la détermination de la vitesse des ondes de cisaillement ainsi que lors de l'interprétation des mesures. Plusieurs méthodes d'interprétation dans les domaines temporel et fréquentiel ont été proposées dans la littérature pour estimer le temps de parcours par l'onde de cisaillement à travers l'échantillon.

Dans le domaine temporel, plusieurs méthodes ont été utilisées, telles que la méthode de la première arrivée, la méthode des points caractéristiques, la méthode des corrélations croisées et la méthode de la deuxième arrivée. Toutes ces méthodes se basent sur l'hypothèse que l'onde se propage dans le plan et ne subit ni réflexion ni réfraction.

Le temps de première arrivée est considéré comme le temps parcouru entre le signal émis et la première déflexion du signal reçu. L'estimation du temps de première arrivée soulève un problème controversé. La méthode de première arrivée est souvent affectée par l'effet de champ proche et le bruit du signal (Lee & Santamarina, 2005). La figure 1.19 montre différents points suggérés dans la littérature pour déterminer le temps de première arrivée (A, B, C, D). La question qui se pose maintenant : Le temps de première arrivée, à quel point correspond-il?

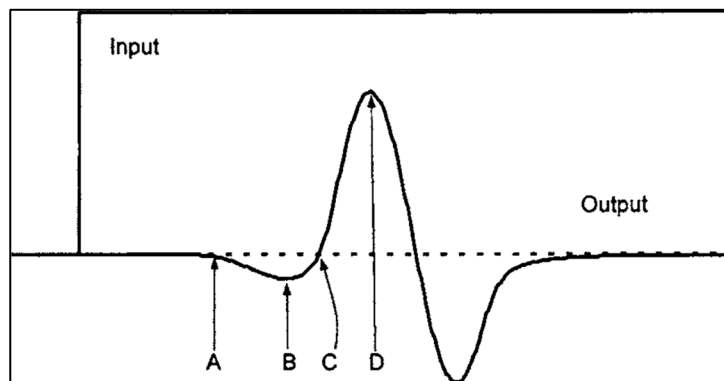


Figure 1.19 Signal de l'onde de cisaillement avec l'effet de champ proche ($L/\lambda = 1$)
 (A) première déflexion (B) premier creux
 (C) zéro après premier creux (D) premier pic positif
 Tirée de Lee et Santamarina (2005, p.1067)

L'estimation du temps de propagation de l'onde de cisaillement est également effectuée en utilisant les points caractéristiques de l'onde émise et reçue (peak-to-peak). Ces points caractéristiques sont le pic de l'émission et le pic de la réception. L'avantage de cette méthode est d'estimer le temps de parcours de l'onde loin de l'effet de champ proche (Arulnathan et al., 1998).

La méthode des corrélations croisées entre les signaux émis et reçus est considérée comme une méthode dans le domaine temporel. Cependant, les manipulations sont effectuées dans le domaine fréquentiel, parce que cette méthode nécessite que les deux signaux soient de même nature (Santamarina & Fam, 1997; Yamashita et al., 2007; Karray et al., 2015).

Le temps de propagation de l'onde peut aussi être évalué à partir de la deuxième arrivée. Il en est ainsi avec le temps entre la première et la deuxième arrivée des signaux reçus. Le temps de deuxième arrivée peut être également déterminé en utilisant la méthode des points caractéristiques ou des corrélations croisées.

Les méthodes dans le domaine fréquentiel ont été utilisées pour éliminer la difficulté associée à la détermination du temps dans l'approche temporelle. Les signaux dans le domaine fréquentiel sont représentés comme des fonctions harmoniques continues et le déphasage d'angle de phase entre les signaux émis et reçus est utilisé pour interpréter le temps de propagation. À titre d'exemple, la technique du spectre de puissance croisé est une méthode dans le domaine fréquentiel dans laquelle le temps de propagation est interprété à partir de la pente de courbe de phase en fonction de la fréquence (Greening & Nash, 2004). Les méthodes dans le domaine fréquentiel fournissent deux critères pour déterminer le temps de propagation. Ces critères sont les sécante et tangente du spectre de phase qui donnent respectivement les vitesses de phase et de groupe. En fait, la vitesse de groupe est la vitesse de propagation d'une bande de fréquences, tandis que la vitesse de phase est la vitesse de propagation à une seule fréquence. Lorsqu'un milieu est non dispersif, les ondes se propagent à la même vitesse, quelle que soit leur fréquence (Styler & Howie, 2013).

De différentes méthodes ont été proposées dans le domaine fréquentiel pour estimer le temps de propagation de l'onde de cisaillement comme la méthode π -point d'identification de phase (Greening & Nash, 2004; da Fonseca et al., 2009), l'analyse spectrale de fréquence (Blewett et al., 1999; Greening & Nash, 2004), les ondelettes (Bonal et al., 2012) et la méthode de P-RAT (Karray, 2008; Ethier, 2009; Karray et al., 2015). De nombreux auteurs ont indiqué que les méthodes dans le domaine fréquentiel présentent des valeurs de V_s inférieures à celles obtenues

dans le domaine temporel (Greening & Nash, 2004; da Fonseca et al., 2009; Alvarado & Coop, 2012; Styler & Howie, 2013; Karray et al., 2015).

Il est important de souligner que la méthode d'interprétation de P-RAT a été utilisée pour déterminer les valeurs de V_s dans le cadre de ce projet de recherche. Cette méthode sera alors présentée en détail dans la section 1.8.4.

1.8.4 Méthode d'interprétation de P-RAT

La méthode d'interprétation de P-RAT permet de déterminer d'une façon plus fiable, le temps parcouru et alors d'obtenir des mesures précises de vitesse des ondes de cisaillement. La méthode d'interprétation de P-RAT s'applique au domaine fréquentiel suivant les procédures d'intégration suggérées par Karray (2008), Ethier (2009) et Karray et al. (2015). Cette méthode a également l'avantage d'être utilisée avec d'autres techniques piézoélectriques. La méthode d'interprétation de P-RAT tient compte du phénomène de dispersion. Autrement dit, la variation de fréquence d'excitation peut entraîner des mesures différentes de V_s pour le même échantillon et sous les mêmes conditions.

Le sol est considéré comme un système dynamique qui peut être présenté par une fonction de transfert FT. Cette fonction de transfert relie le signal émis $X(\omega)$ au signal reçu $Y(\omega)$ et elle est caractérisée par l'amplitude $A(\omega)$ et la phase expérimentale $\varphi(\omega)$, où ω est la fréquence angulaire (Figure 1.20). La méthode d'interprétation implique que le système dynamique (émetteur, échantillon, récepteur) soit linéaire. Autrement dit, la fonction de transfert devrait être indépendante de l'émission (fréquence d'excitation et la forme du signal émis). En fait, les déformations se produisant dans le sol sont très petites (10^{-6} ou moins) et le comportement du sol est alors linéaire (Karray et al., 2015). Donc, la fonction de transfert du sol est indépendante de la fonction d'entrée adoptée pendant le test. Cependant, les systèmes dynamiques (émetteur, récepteur) produisent une amplification ou un déphasage, ce qui nécessite de corriger la fonction de transfert expérimental selon la réponse des capteurs. La figure 1.20 présente le

schéma des fonctions de transfert expérimentales et réelles pour caractériser un échantillon en termes de V_s .

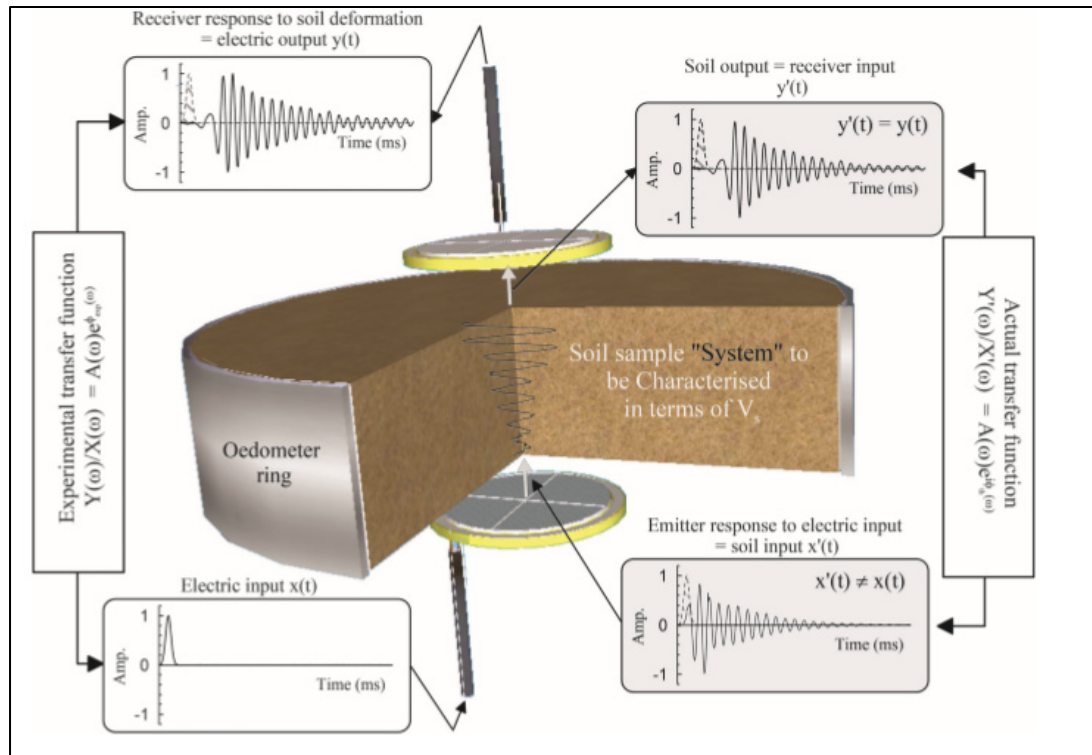


Figure 1.20 Schéma des fonctions de transfert expérimentales et réelles
 Amp : amplitude; ϕ : fonction de phase; ϕ_{th} : fonction de phase corrigée
 Tirée de Karray et al. (2015, p.1306)

Chaque capteur se comporte comme un système dynamique simple masse-ressort amorti à un degré de liberté (SDOF) et possède sa propre fonction de déphasage qui peut être décrite par l'équation suivante :

$$\phi_i = \tan^{-1} \frac{2D\left(\frac{f}{f_0}\right)}{1 - \left(\frac{f}{f_0}\right)^2} \quad (1.32)$$

où ϕ est la phase produite par le capteur, D est le taux d'amortissement, f est la fréquence et f_0 est la fréquence propre du système.

La technique P-RAT présente l'opportunité de déterminer le déphasage théorique provoqué par les capteurs. La courbe de déphasage des capteurs est obtenue en mettant en contact direct l'émetteur contre le récepteur. En effet, cette courbe est établie par le spectre de puissance croisé entre les signaux d'émission et de réception. Cette courbe de correction permet de déterminer les propriétés caractéristiques du système dynamique (f_0 , D dans l'équation 1.39). Ce test s'appelle la calibration *tip-to-tip* ou face-à-face et peut être effectué manuellement ou dans la cellule de consolidation pour différentes contraintes verticales (Ethier, 2009).

La vitesse des ondes de cisaillement est une propriété caractéristique du milieu, elle est alors constante sur la hauteur d'un échantillon homogène du sol. Cependant, différentes recherches montrent que la vitesse mesurée en laboratoire est affectée par le déphasage induit par le système mécanique et par la dispersion du milieu, elle est généralement variée en fonction de la fréquence (Ethier, 2009; Karray et al., 2015). Cette vitesse est alors la vitesse de phase, $V_{ph}(f)$ calculée à partir du temps parcouru entre les signaux d'émission et de réception. Cette vitesse de phase ne correspond pas à la valeur intrinsèque de V_s ($V_s \neq V_{ph}(f)$). Donc, il faut déterminer une fonction de correction ($\varphi_{corr}(f)$) permettant de corriger le déphasage du système et de ramener la courbe de dispersion (variation de la vitesse de phase en fonction de fréquence) à une constante, qui est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement.

La méthode P-RAT présume que le déphasage total du système est celui produit par l'émetteur et le récepteur. Alors, la phase expérimentale du système φ_{exp} devrait être correspondante à la phase théorique des capteurs φ_{exp} . Il est possible de décomposer la phase expérimentale du système ($\varphi_{exp}(f)$) en deux parties comme suit :

$$\varphi_{exp}(f) = \varphi_{th}(f) + \varphi_{corr}(f) \quad (1.33)$$

où φ_{exp} est la phase expérimentale du système en radians, φ_{th} est la phase théorique établie par les propriétés caractéristiques de la courbe de calibration des capteurs en radians, φ_{corr} est la fonction de correction en radians.

La vitesse de phase expérimentale du système s'écrit :

$$V_{ph}(f) = \frac{2\pi f d}{\varphi_{exp}(f)} = \frac{2\pi f d}{\varphi_{th}(f) + \varphi_{corr}(f)} \quad (1.34)$$

où, f est la fréquence, d est la distance entre les capteurs.

Étant donné que le déphasage des capteurs correspond à un déphasage constant, alors, $V_{ph} = V_s$ et on obtient :

$$V_s = \frac{2\pi f d}{\varphi_{th}(f)} \quad \text{or} \quad \frac{1}{V_s} = \frac{\varphi_{th}(f)}{2\pi f d} \quad (1.35)$$

Donc, l'équation (1.35) peut être écrite comme :

$$V_{ph}(f) = \frac{1}{\frac{\varphi_{th}(f) + \varphi_{corr}(f)}{2\pi f d}} = \frac{1}{\frac{1}{V_s} + \frac{\varphi_{corr}(f)}{2\pi f d}} \quad (1.36)$$

Cette équation peut se réécrire comme suit :

$$\frac{1}{V_s} + \frac{\varphi_{corr}(f)}{2\pi f d} = \frac{\varphi_{exp}(f)}{2\pi f d} \quad (1.37)$$

En multipliant l'équation (1.37) par la distance parcourue de propagation de l'onde, d , l'équation s'écrit comme suit :

$$\frac{d}{V_s} + \frac{\varphi_{corr}(f)}{2\pi f} = \frac{\varphi_{exp}(f)}{2\pi f} \quad (1.38)$$

L'équation (1.38) peut être écrite pour toutes les fréquences $f_0, f_1, f_2 \dots f_n$. Les équations ci-dessous s'écrivent pour les deux premières fréquences :

$$\frac{d}{V_s} + \frac{\varphi_{corr}(f_0)}{2\pi f_0} = \frac{\varphi_{exp}(f_0)}{2\pi f_0} \quad (1.39)$$

$$\frac{d}{V_s} + \frac{\varphi_{corr}(f_1)}{2\pi f_1} = \frac{\varphi_{exp}(f_1)}{2\pi f_1} \quad (1.40)$$

Le rapport d/V_s est une constante inconnue qui peut être éliminée en soustrayant l'équation (1.40) de l'équation (1.39) :

$$\varphi_{corr}(f_1) = \varphi_{exp}(f_1) - \left(\frac{f_1}{f_0}\right) \left[\varphi_{exp}(f_0) - \varphi_{corr}(f_0) \right] \quad (1.41)$$

L'équation précédente indique que la correction de phase $\varphi_{corr}(f_1)$ peut être déterminée lorsque la correction initiale de phase $\varphi_{corr}(f_0)$ est connue. Il est possible de généraliser l'équation (1.41) pour toutes les fréquences, elle se réécrit de la façon suivante :

$$\varphi_{corr}(f_{i+1}) = \varphi_{exp}(f_{i+1}) - \left(\frac{f_{i+1}}{f_i}\right) \left[\varphi_{exp}(f_i) - \varphi_{corr}(f_i) \right] \quad (1.42)$$

L'équation (1.42) indique que l'obtention de courbe de correction entière nécessite de déterminer une valeur connue sur cette courbe. Cette valeur caractéristique est la phase initiale, φ_{ini} qui peut être obtenue à partir de la courbe de calibration des capteurs. À basse fréquence, le système émetteur-récepteur produit un faible déphasage, tandis qu'à haute fréquence ($f \gg f_0$), le déphasage produit par le système émetteur-récepteur est d'environ 2π . Ces deux caractéristiques peuvent être utilisées pour ajuster la phase initiale, φ_{ini} , et établir la courbe du déphasage expérimentale. Cette courbe expérimentale devrait être ajustée pour qu'elle concorde avec la courbe du déphasage théorique. Suite à cette étape d'ajustement, la vitesse de phase est corrigée et correspond à la vitesse des ondes de cisaillement, V_s .

La figure 1.21 présente un exemple d'interprétation de P-RAT effectué sur l'échantillon 55 d'argile d'Abitibi dans les laboratoires de UdeS et d'ÉTS. Les courbes dans la figure 1.21 montrent l'amplitude normalisée dans les domaines temporel et fréquentiel, la correction du

déphasage expérimental et la vitesse de phase dans le domaine fréquentiel. Les figures 1.21a et 1.21e montrent les signaux d'émission et de réception dans le domaine temporel. Les contenus fréquentiels de ces signaux ont été présentés dans les figures 1.21b et 1.21f. Les graphiques du milieu (Figures 1.21c et 1.21g) indiquent que les deux courbes de phase expérimentale correspondent bien aux courbes de phase théorique obtenues par la calibration des capteurs. Les figures 1.21d et 1.21h montrent que la vitesse de phase corrigée se rapproche d'une valeur constante dans une bande de fréquence proche de la résonance du système. En fait, cette vitesse est égale à la valeur réelle de V_s de l'échantillon. Il peut être noté à partir de ces graphiques que la variation du signal transmis n'a pas d'impact sur les valeurs de V_s . En fait, le système dynamique émetteur-récepteur possède sa propre fonction de correction qui est indépendante des capteurs utilisés, des signaux transmis et du système d'acquisition de données entre les deux laboratoires (Elbeggo et al., 2019).

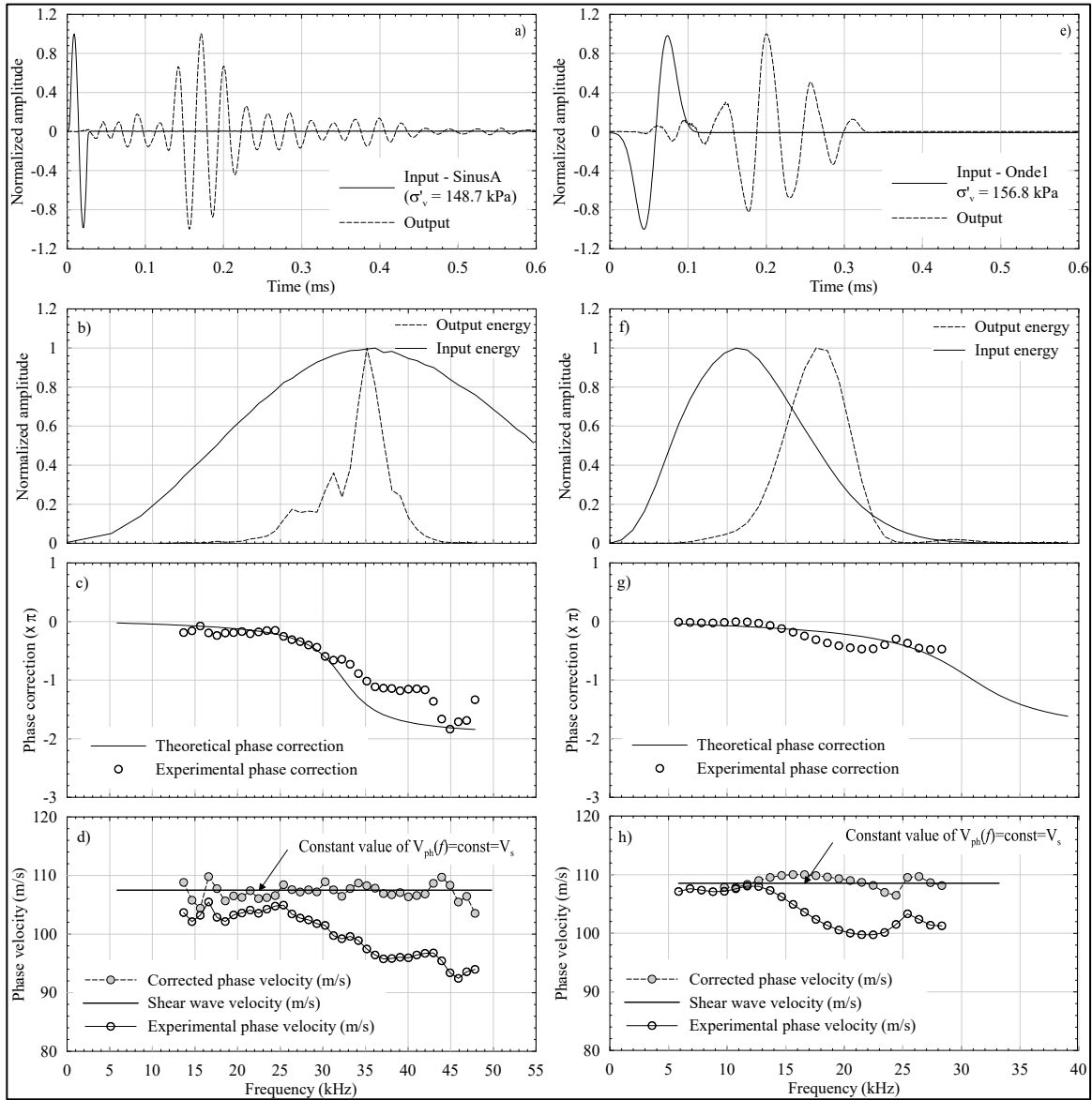


Figure 1.21 Exemple d'interprétation de P-RAT pour les tests UdeS et ÉTS à une contrainte verticale de 156,8 et 148,7 kPa (échantillon 55 d'argile Abitibi)

1.9 Discussion

Malgré que la mesure de V_s paraisse simple et directe au moyen d'éléments piézoélectriques introduits dans les appareils conventionnels de géotechnique, de nombreux chercheurs trouvent d'importantes difficultés lors de l'interprétation des résultats obtenus en laboratoire ou par la modélisation numérique. En effet, si ces difficultés ne sont pas prises en compte, il est difficile de déterminer d'une façon fiable, le temps de première arrivée de l'onde de cisaillement, ce qui conduit aux mesures imprécises de V_s . Parmi les problèmes qui doivent être considérés lors de la mesure de vitesse des ondes de cisaillement à l'aide de bilames piézoélectriques. Il faudra tenir compte

- Du déphasage du système qui rend difficile la détermination du temps réel d'arrivée de l'onde de cisaillement ;
- De la dispersion qui est exprimée par la variation de la vitesse en fonction de la fréquence.

La méthode d'interprétation de P-RAT adoptée dans le présent projet de recherche permet de réduire le degré de subjectivité dans l'identification du temps de la première arrivée de l'onde de cisaillement et fournit une approche cohérente de la détermination de V_s .

CHAPITRE 2

OBJECTIFS ET ORIGINALITÉ DE LA RECHERCHE

2.1 Objectifs de la recherche

L'objectif principal de la recherche est de caractériser l'argile de l'Est du Canada au moyen de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement. En fait, cette recherche bénéficie de l'utilisation de la technique de P-RAT et de sa méthode d'interprétation qui prend en compte le déphasage d'un système dynamique pour mesurer V_s en laboratoire d'une façon fiable et précise.

De façon plus particulière, la recherche permet d'étudier l'influence des propriétés géotechniques de l'argile (indice des vides, plasticité, degré de surconsolidation, contrainte effective moyenne...) sur la vitesse des ondes de cisaillement. Elle envisage par la suite d'évaluer l'applicabilité des corrélations existantes et de développer de nouvelles corrélations entre la vitesse des ondes de cisaillement et les propriétés géotechniques des argiles testées.

Afin d'atteindre les objectifs énoncés précédemment, la recherche a été divisée en trois parties. Chacune de ces trois parties est l'objet d'un article scientifique. Ces articles sont présentés aux chapitres 3, 4 et 5 de la présente thèse.

Les trois sections suivantes présentent une introduction sommaire pour chacun de trois articles réalisés dans le cadre de ce projet de recherche.

2.1.1 Robustesse de P-RAT

La robustesse de la technique de P-RAT pour mesurer V_s dans les argiles molles sensibles fait l'objet du premier article présenté dans le chapitre 3. La méthode P-RAT a été développée afin de minimiser/éliminer les difficultés associées à l'utilisation des bilames piézoélectriques. Actuellement, l'École de technologie supérieure (ÉTS) et l'Université de Sherbrooke (UdeS)

utilisent la technique P-RAT et les procédures sont toujours en cours d'amélioration. Le premier article résume les résultats des tests parallèles de P-RAT effectués dans ces deux institutions différents (UdeS et ÉTS) sur des échantillons extraits de deux sites au Québec.

L'article permet d'examiner la robustesse de la technique de P-RAT et de favoriser son incorporation dans d'autres appareils et laboratoires géotechniques. En particulier, l'article traite de l'influence de la variation des capteurs utilisés, des signaux d'entrée et du système d'acquisition de données entre les deux laboratoires sur les mesures de V_s . Les résultats obtenus dans les deux établissements sont utilisés pour présenter des courbes de consolidation en fonction de la vitesse des ondes de cisaillement et pour établir des corrélations entre la vitesse des ondes de cisaillement normalisées et les propriétés géotechniques des sites étudiés comme le degré de surconsolidation et l'indice des vides applicables aux spécimens testés. L'article montre aussi la fiabilité de P-RAT et sa méthode d'interprétation pour caractériser les géomatériaux dans le domaine élastique. Ceci favorise l'incorporation de P-RAT dans d'autres appareils géotechniques.

2.1.2 Aspects critiques dans les corrélations existantes de V_s

Les aspects critiques concernant les corrélations existantes de V_s font l'objet du deuxième article présenté dans le chapitre 4. De nombreuses corrélations ont été proposées dans la littérature pour calculer G_{\max} ou V_s des sols cohérents. Ces corrélations sont généralement dérivées de différents tests dynamiques en laboratoire tels que la colonne résonante et les bilames piézoélectriques. Trente-cinq corrélations ont été collectées et groupées sous différentes formes générales. Elles sont aussi examinées en se basant sur les propriétés géotechniques utilisées pour les établir. Ces corrélations dépendent de différentes propriétés géotechniques comme l'indice des vides, la plasticité, le degré de surconsolidation et les contraintes effectives verticale ou moyenne. Cette dernière nécessite deux paramètres pour obtenir sa valeur, soit la contrainte effective verticale et le coefficient K_0 . L'argile de quinze sites de l'Est du Canada a été utilisée pour réaliser l'analyse de l'article. Onze sites ont été sélectionnés de la littérature pour faire la synthèse bibliographique et examiner les aspects

critiques dans les corrélations publiées. Ces sites sont bien caractérisés en termes de propriétés géotechniques et de valeurs de K_0 . De plus, un programme expérimental a été élaboré impliquant des spécimens provenant de quatre dépôts de l'argile Champlain.

Le coefficient K_0 est l'un des paramètres inclus dans la plupart des corrélations publiées. Or un écart important est observé entre les valeurs K_{0Min} et K_{0Max} pour les sites sélectionnés. Alors, il est important de calculer la variation de V_{s1} produite par les différentes valeurs de K_0 . L'article examine la plage des valeurs de V_{s1} calculées en se basant sur les corrélations existantes lorsqu'elles sont appliquées aux différents dépôts de l'argile de l'Est du Canada. L'analyse présente les valeurs de V_{s1MAX} et V_{s1Min} prédites par ces corrélations empiriques pour chaque site étudié avec et sans l'influence de K_0 . Il détermine également la plage de variation ($\Delta V_{s1} = V_{s1Max} - V_{s1Min}$) pour chaque forme générale des corrélations en fonction de l'indice des vides et de la plasticité des sites analysés. Les résultats présentent un ordre de grandeur de l'erreur anticipé dans les valeurs de V_s lorsqu'elles sont déduites de corrélations existantes. Autrement dit, ces résultats permettent de calculer la dispersion entre V_{s1MAX} et V_{s1Min} prédits par différentes formes de corrélations et même par des corrélations qui ont la même forme générale.

L'analyse soulève des questions sur l'applicabilité des corrélations existantes et notamment pour l'argile de l'Est du Canada. Des mesures de V_s obtenues au moyen de la technique de P-RAT incorporée dans la cellule de consolidation ont été utilisées pour établir des corrélations spécifiques entre V_{s1} avec e et OCR. Une valeur générale de l'exposant de contrainte effective verticale a été calculée en se basant sur les mesures de V_s de la technique de P-RAT. L'analyse des résultats de P-RAT aborde l'effet du remaniement du spécimen sur les mesures de V_s en laboratoire et suggère l'adoption de l'approche proposée par Karray (2020) pour le corriger. L'applicabilité des corrélations proposées incluant la correction de l'effet du remaniement a été évaluée en comparant les valeurs de V_s prédites par les corrélations de P-RAT avec celles mesurées sur terrain par la méthode MMASW.

2.1.3 Applicabilité des corrélations existantes de V_s en laboratoire pour l'argile de l'Est du Canada

L'étude d'applicabilité des corrélations de V_s à l'argile de l'Est du Canada est l'objet du chapitre 5 (article 3). Ces corrélations empiriques de V_s ont déjà été compilées et regroupées sous différentes formes générales selon les propriétés géotechniques utilisées pour les établir. La technique P-RAT a été utilisée pour mesurer V_s de six dépôts de l'argile de l'Est du Canada. Les valeurs de V_s mesurées lors de l'essai de consolidation sont utilisées pour établir de nouvelles corrélations entre la vitesse des ondes de cisaillement normalisée et les propriétés géotechniques de l'argile testée. L'article permet d'examiner l'applicabilité des corrélations existantes pour l'argile de l'Est du Canada en comparant les valeurs de V_{s1} obtenues par les corrélations découlant des mesures de P-RAT à celles prédites par les corrélations publiées dans la littérature. Les résultats comparatifs illustrent l'effet de la fonction de l'indice des vides sur les valeurs de V_{s1} prédites et donc sur l'applicabilité des corrélations aux sites expérimentaux. Certaines corrélations publiées peuvent être applicables à l'argile de l'Est du Canada, alors que l'applicabilité d'autres corrélations est remise en question. L'article examine également l'effet du pourcentage de particules fines ($< 2\mu\text{m}$) et son impact sur les valeurs de V_s . Deux corrélations générales sont proposées en se basant sur les résultats de P-RAT et la teneur en argile des sites analysés.

2.2 Originalité du travail

La recherche contribue à améliorer la performance et la fiabilité de la technique de P-RAT et la méthode d'interprétation pour mesurer V_s en laboratoire. La recherche présente la plage de variation entre des valeurs de V_s prédites par les corrélations existantes dans la littérature. Elle identifie les paramètres qui ont le plus d'influence sur les mesures de V_s . La recherche permet également de bien identifier lesquelles de ces corrélations sont applicables à l'argile de l'Est du Canada. Les corrélations découlant de la technique de P-RAT permettent de valoriser l'utilisation de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans la pratique de la géotechnique. Elles contribuent ainsi à l'utilisation d'un paramètre fondamental pour fins de

caractérisation géotechnique, en ce sens qu'il est directement rattaché aux propriétés mécaniques d'un matériau.

L'introduction des corrélations de V_s dans la pratique fournit aux ingénieurs un outil additionnel permettant de renseigner davantage sur le comportement attendu d'un ouvrage géotechnique à l'égard de la conception préliminaire et l'étude de faisabilité dans les projets d'ingénierie. En plus, ces corrélations peuvent être considérées comme un outil utile permettant d'identifier où les mesures géophysiques seraient les plus avantageuses. L'utilisation de plus en plus fréquente des corrélations de V_s établies en laboratoire contribue à diminuer le nombre de forages et d'autres essais destructifs et à réduire l'impact d'une campagne d'investigation sur l'environnement. Cela contribue aussi à réduire le budget nécessaire pour mener à bien les investigations sur le terrain.

2.3 Sites analysés

Les travaux de la présente thèse doctorale ont impliqué 17 sites de l'argile de l'Est du Canada. Onze sites ont été sélectionnés de la littérature parce qu'ils sont bien caractérisés en termes de leurs propriétés géotechniques et de leurs valeurs de K_0 . Ces sites font l'objet de la synthèse bibliographique réalisée dans le deuxième article. Ces sites sont Berthierville (B), Louiseville (L), Mascouche (M), Saint-Alban (SA), Ottawa NRC (O(NRC)), Ottawa SP (O(SP)), Gloucester (G), Saint-Marcel (SM), Varennes (V), Olga Matagami (O) et Grande-Baleine James Baie (GB). Six dépôts de l'argile de l'Est du Canada font l'objet du programme expérimental réalisé au laboratoire LG2 de l'École de technologie supérieure. Ces dépôts sont Témiscamingue (TM), Terrebonne (T), Montréal-Est (ME), Abitibi (AB), St-Hilaire (SH) et Beauharnois (B). Il est important de mentionner que pour chaque palier de contrainte effective verticale appliquée, la V_s mesurée est le résultat de l'application de plusieurs formes de signal et pour chaque forme, plusieurs fréquences d'émission sont appliquées. Alors, un total d'environ 2000 mesures de V_s en laboratoire a été réalisé et est utilisé dans cette thèse. Le tableau 2-1 présente le programme expérimental réalisé au laboratoire LG2 incluant les échantillons testés, le nombre de paliers de contrainte appliquée ainsi que le nombre de mesures

de V_s réalisées durant l'essai de consolidation. Les résultats de ce travail de recherche ont été présentés et discutés à plusieurs reprises dans le cadre des conférences organisées par la société Canadian de géotechnique (Elbeggo et al., 2013; Hussien et al., 2016; Elbeggo et al., 2017; Elbeggo et al., 2022).

Tableau 2.1 Programme expérimental

Site	Échantillon	Nombre de palier	Nombre de mesures de V_s	Emplacement des résultats
Abitibi	AB1	9	128	Articles 1 et 3
	AB2	7	96	
	AB3	8	112	
St-Hilaire	SH	16	192	Articles 1,2 et 3
Terrebonne	T	14	160	Articles 2 et 3
Témiscamingue	TM1	8	128	Article 3
	TM2	8	112	
Montréal-Est	ME1	11	144	Article 3
	ME2	21	224	Articles 2 et 3
	ME3	14	208	Article 3
	ME4	11	176	Article 3
Beauharnois	B1	14	176	Articles 2 et 3
	B2	21	336	

CHAPITRE 3

ROBUSTNESS OF THE P-RAT IN THE SHEAR WAVE VELOCITY MEASUREMENT OF SOFT CLAYS

Dania Elbeggo^a; Mahmoud N. Hussien^b; Yannic Ethier^c and Mourad Karray^d

^{a, c} Department of Construction Engineering, École de technologie supérieure,
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada, H3C 1K3

^{b, d} Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke,
2500 Boulevard de l'Université, Sherbrooke, Québec, Canada, J1K 2R1

Cet article a été publié dans la revue Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, le 20 février 2019.

La référence complète est :

Elbeggo, D., Hussien, M. N., Ethier, Y., and Karray, M. 2019. Robustness of the P-RAT in shear wave velocity measurement of soft clays, ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 145(5): 04019014.

Abstract

Shear wave velocity, V_s is a mechanical geotechnical parameter required for the dynamic response of geomaterials. This property can be advantageously assessed both in the field and in the laboratory. Although field tests may offer the most precise methods to obtain V_s of a certain soil, they, however, don't permit conditions different from those encountered in the field to be readily investigated. Several laboratory techniques of V_s measurement have been developed; most notably, the resonant column and the piezoelectric bender elements. Although the latter is widely used, it leads to a number of difficulties that cannot be denied such as uncertainties in first arrival's detection, near field effects, and mixed radiation of primary and shear waves. In its ongoing effort to minimize/eliminate these difficulties, the geotechnical group at the Université de Sherbrooke (UdeS) developed the Piezoelectric Ring-Actuator

Technique (P-RAT) that can be easily incorporated in traditional geotechnical apparatus, an advantage that facilitates its utilization in other geotechnical laboratories as a powerful tool in V_s measurement. This paper summarizes the results of parallel tests of P-RAT installed in typical oedometer cells to measure the V_s of soft sensitive clay samples extracted from two different sites in Québec. These tests were carried out at two different institutes; the UdeS and the École de technologie supérieure (ÉTS). The main purpose was to examine the reliability of the P-RAT test results by applying the same test procedures on similar test materials. The results show that the change in the used sensors, the input signals, the data acquisition system, and the technical operators between the two laboratories has no practical effect on the measured V_s values of all tested samples, which confirms the robustness of the technique and promotes its incorporation in other geotechnical apparatus and laboratories. Results obtained at both institutions were also used to present consolidation curves of the tested soft clays in terms of their shear wave velocities and to establish unique correlations between the stress-normalized shear wave velocities; V_{sl} with over-consolidation (OCR) and void (e) ratios for each site investigated.

Keywords: shear wave velocity; P-RAT; soft sensitive clay; consolidation; OCR.

3.1 Introduction

Shear wave propagation velocity, V_s in soil media is a relevant and a valuable parameter to meritoriously define the dynamic characteristics of the media under very small strains ($\gamma < 10^{-3}$ %). It has been utilized as a design parameter in various geotechnical tasks including the dynamic analysis of shallow and deep foundations, liquefaction evaluation, assessment of deep compaction, and soil improvement control (e.g., Robertson, 2015; Yoo, 2018). Advantageously, the V_s values can be assessed in the field under real soil conditions or in the laboratory under controlled conditions (Hussien & Karray, 2016). Although field tests may offer the most precise methods to obtain V_s of a certain soil, they, however, don't permit conditions different from those encountered in the field to be readily investigated. Laboratory investigations have been very useful in deciding soil properties and test conditions upon which V_s are most dependent.

Several laboratory techniques have been developed: most notably, the resonant column and the piezoelectric devices. The latter, in particular, is an attractive mean to measure V_s in soil samples as they can be installed in most geotechnical apparatus, namely the resonant column (e.g., Dyik & Madshus, 1985; Camacho-Tauta et al., 2017), the triaxial apparatus (e.g., Bates, 1989; Brignoli et al., 1996; Blewett et al., 2000; Szilvagyi et al., 2016), the oedometer cell (e.g., Kawagachi et al., 2001; Comina et al., 2008; Ayala et al., 2017), the true triaxial (e.g., Ismail et al., 2005), larger volume bench scale model (e.g., Blewett et al., 2000), compaction molds (e.g., Ismail & Rammah, 2006) and the centrifuge (e.g., Brandenberg et al., 2008). They are customarily fitted in the top and the base platens of the apparatus, but they have also been mounted on the walls of the triaxial cell (Pennington et al., 2001) and of the oedometer ring (Lee et al., 2008) to measure the velocity of shear wave propagation in lateral direction. Numerous researchers have, however, reported difficulties in using the most popular piezoelectric devices, bender elements (BE), yielding subjectivity and even errors in interpretation of V_s measurements. Common reported difficulties include near field effect (e.g., Meyer & Pender, 1995, Brignoli et al., 1996, Kawagushi et al., 2001, Wang et al., 2007) with several authors (e.g., Jovicic et al., 1996, Brignoli et al., 1996, Arulnathan et al., 1998, Wang et al., 2007) specified some criteria with respect to the ratio of the wave propagation distance (d) and the wave length (λ) to minimize this effect. A typical less restrictive of these criteria is $d/\lambda > 2$, which would imply that a maximum V_s of only 100 m/s could be measured in a typical 20 mm high oedometer cell at a typical frequency of 10 kHz. Uncertain detection of first arrival of the shear wave, boundary effects, and reflections of primary wave are also common problems that would obscure the process of signals interpretation (e.g., Arulnathan et al., 1998, Lee & Santamarina, 2005, Karray et al., 2015).

In its continuing effort to minimize/eliminate these difficulties, the geotechnical group at the Universite de Sherbrooke (UdeS) has developed the Piezoelectric Ring-Actuator Technique (P-RAT) aiming at a perfect shear propagating through the sample in a concentric pattern. This development was primarily based on numerical simulations (e.g., Ethier, 2009, Ethier et al., 2011, Mhenni et al., 2015) and extensive laboratory programs (e.g., Gamal El Dean, 2007,

Ethier, 2009, Karray et al., 2015). The technique can be easily installed in traditional geotechnical apparatus, an advantage that facilitates its utilization in different geotechnical laboratories as a powerful tool in V_s measurement. Nowadays, the P-RAT is being used both at the UdeS and at the École de Technologie Supérieure (ÉTS) and the procedures are still being improved. This paper presents the results obtained at both institutions (UdeS and ÉTS) pertaining to parallel tests of P-RAT installed in typical oedometer cells to measure shear wave velocity of soft sensitive clay samples extracted from two different sites in Québec. The main purpose was to examine the capabilities and the robustness of the technique by applying the same test procedures on similar test materials. Results obtained at both institutions were also used to present consolidation curves of the tested sensitive clays in terms of their shear wave velocities and to establish unique correlations between the stress-normalized shear wave velocities; V_{sl} with over-consolidation (OCR) and void (e) ratios for each site investigated.

After a brief description of the P-RAT and the setup at the UdeS and the ÉTS, an account is given of the analyzed clayey sites. This paper then presents the main part of the study that compares the V_s results obtained in both institutions to be followed by a presentation of the established V_{sl} - OCR correlations of the investigated sites.

3.2 P-RAT setups at the UdeS and the ÉTS

In the context of the research effort done at the UdeS (e.g., Gamal El Dean, 2007, Ethier, 2009, Karray & Ben Romdhan, 2011, Ben Romdhan et al., 2014, Karray et al., 2015) to promote signals interpretation during laboratory V_s measurements, the P-RAT has been developed and successfully installed in conventional oedometer cells. The P-RAT testing procedure is identical to that of a typical oedometer consolidation test. The P-RAT consists essentially of two components (sensors): a source and a receiver of shear waves (Figures 3.1a and 3.1b). These sensors are encapsulated in the top and base platens of the oedometer cell (Figure 3.1c). Each sensor constitutes a piezoelectric inert ring enclosing a porous stone (Figure 3.1b). The inner and outer faces of the rings are covered by a thin conductive layer and welded to shielded wires. These wires transmit voltage pulses with different forms and duration. The piezoelectric

transducers are fastened at the top and bottom of the oedometer cell as shown in figures 3.2a (ÉTS setup) and 3.2d (UdeS setup).

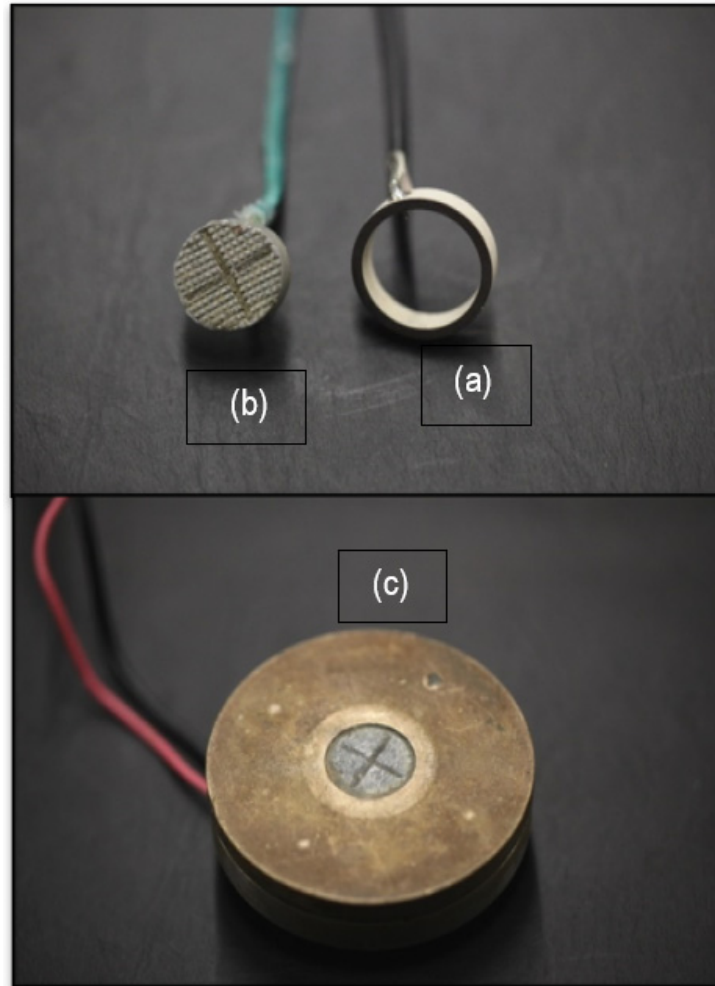


Figure 3.1 Development of P-RAT
(a) piezoelectric ring; (b) inner stone;
(b) and (c) typical oedometric top cap for clay soil

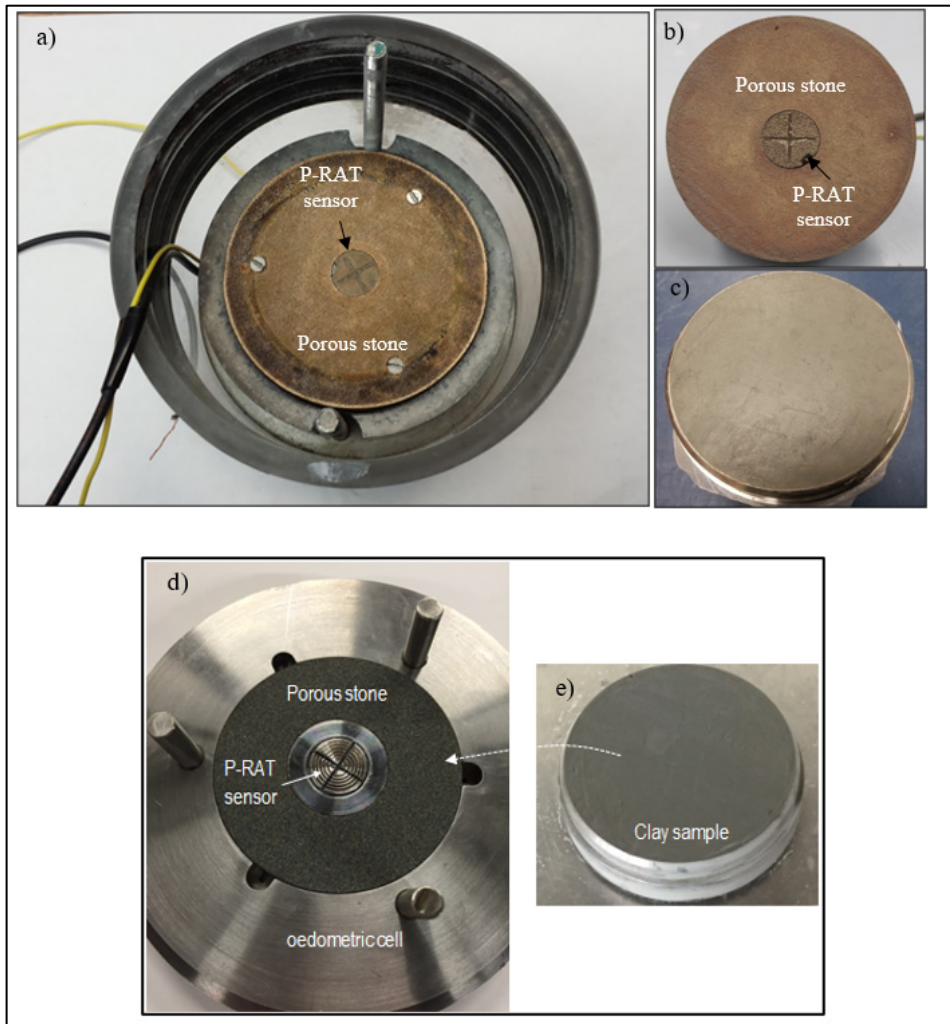


Figure 3.2 (a–c) Example of the ÉTS P-RAT setup and (d and e) example of the U de S P-RAT setup

The general assemblies of the P-RAT used at the UdeS and at the ÉTS are quite similar. Figure 3.3 illustrates the equipment (P-RAT setup) required to measure V_s at the ÉTS. The soil sample is installed in the oedometer cell with piezoelectric elements capsulated in the top and base heads of the cell. As shown in Figure 3.3, the ÉTS setup includes the Handyscope-HS3, a TiePie engineering instrument which consists of two measuring tools: an AWG (Arbitrary Waveform Generator) and an Oscilloscope. The AWG, connected to the piezoelectric emitter, generates five standard signals: sine wave, triangle, square, DC and noise signals. Besides these standard signals, arbitrary signals can be generated. The amplitude of the signal can be set between 0 V and ± 12 V peak. Furthermore, the signal symmetry can be modified from 1 % to

99 %. The signal frequency can be set from almost 0 to 2 MHz. A digital sampling oscilloscope permitting sampling at fixed times is used for recording the transmission and the reception of signals. In order to increase the signal power of the emitter, an amplifier of 7602M type (KROHN-HITE Corporation) is utilized. The same amplifier type is used at the UdeS. The handyscope-HS3 is connected to a computer for saving and processing the data. At the UdeS, the piezoelectric emitter is connected to a wave form generator card (GaGe CompuGen 1100) that allows the generation of different arbitrary waves, and the receiver is connected to an acquisition card of CompuScope 6012 type (Gage Applied Technologies, Inc. (Lockport, Illinois)). More details about the UdeS setup can be found in Karray et al. (2015).

The testing procedure in both institutes is the same, and it consists of emitting a wave through the power amplifier to the piezoelectric transmitter ring which radially vibrates. The porous stone fitted inside the ring allows the shear wave propagation through the soil specimen when the piezoelectric transducer (Figures 3.1 and 3.2) is in contact with the soil. The wave reaches the piezoelectric sensor at the other side of the soil specimen where its velocity can be evaluated.

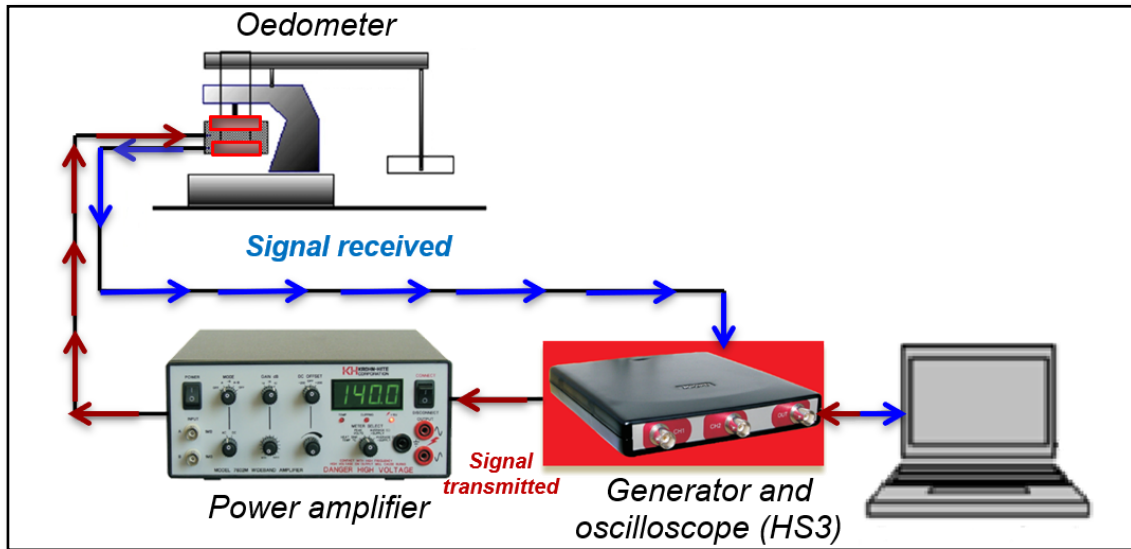


Figure 3.3 General assembly system of the P-RAT used at ÉTS

3.3 Analyzed sites

V_s measurements using P-RAT were performed for two sites of Eastern Canadian Clay: St-Hilaire and Abitibi. St-Hilaire site is located near St-Hilaire Mountain in the lowlands of Saint Lawrence valley about 40 km East of Montréal. Undisturbed samples of 30 cm diameter and 40 cm height were obtained with the UdeS clay sampler (Lefebvre & Poulin, 1979). The geotechnical properties of this site are reported by Burnotte et al. (2004). The clay is fairly homogeneous with about 80% of clay particles ($< 2 \mu\text{m}$); its plasticity index is about 40%, while the overconsolidation ratio (OCR) is located between 1.1 and 2. The sensitivity measured in laboratory with Swedish cone varies between 18 and 40.

Intact samples of Abitibi clay were extracted from a site near Amos in Québec. Abitibi Clay is a varved soft and extra-sensitive Barlow-Ojibway clay with high plasticity (PI= 45%) and 8% of silt. It has a water content, liquid, and plastic limits of 87%, 72%, and 27%, respectively. The shear wave velocity measurement was performed for six samples of Abitibi clay namely: 51, 53, 55, 58, 60 and 62. However, one sample of St-Hilaire clay was used to measure V_s .

According to the Unified Classification System, the selected sites belong to the CH class (high plasticity clay).

3.4 Test results and discussion

Two parallel series of P-RAT tests were conducted at the UdeS and the ÉTS on undisturbed soil samples of Abitibi and St-Hilaire clays. The P-RAT test procedures are almost identical in both institutes with only differences in the used sensors, the signals, the data acquisition system, and the users. Examples of the ÉTS and the UdeS P-RAT setup are shown respectively in Figs. 3.2a and 3.2d. In term of geometry, the sensors of the ÉTS have a 19 mm outer diameter (OD), a 16 mm inner diameter (ID), and 3.5 mm thickness (h). These sensors are manufactured by APC International Ltd. However, the piezoelectric rings used at the UdeS have an OD of 20 mm, an ID of 17 mm, and $h = 5$ mm. These piezoelectric rings are manufactured by STEMINC. Figure 3.4 presents the results pertaining to face-to-face tests for sensors (without a soil sample) performed at the UdeS in both time (TD) and frequency (FD) domains using the three input signals (i.e., chap12, ond1, and chap6) shown in Figure 3.5.

Figure 3.4 demonstrates that the receiver response in TD is generally governed by the transmitted signal (the used input signal). For transmitted signals with relatively high frequencies (Fig. 3.4a (chap 6)) that approach the resonance frequency of the emitter-receiver system, the transducer system generates undamped output signals and clearly indicates resonance (31 kHz). When input wave with lower frequencies is used (Fig. 3.4b (Ond1)), the receiver response becomes somewhat similar to the transmitted signal and a large part of the received energy lies in a frequency band of the used input wave (in this case, there is still a significant part of the received energy clearly denotes resonance). The use of an input wave with very lower frequencies compared to the system resonant frequency (Fig. 3.4c (chap 12)) renders the response of the receiver to be very similar to the transmitted signal and the energy received at the resonant frequency of the system to be very small. Similarly, Fig. 3.6 shows the results of the sensors performed at the ÉTS in both TD and FD.

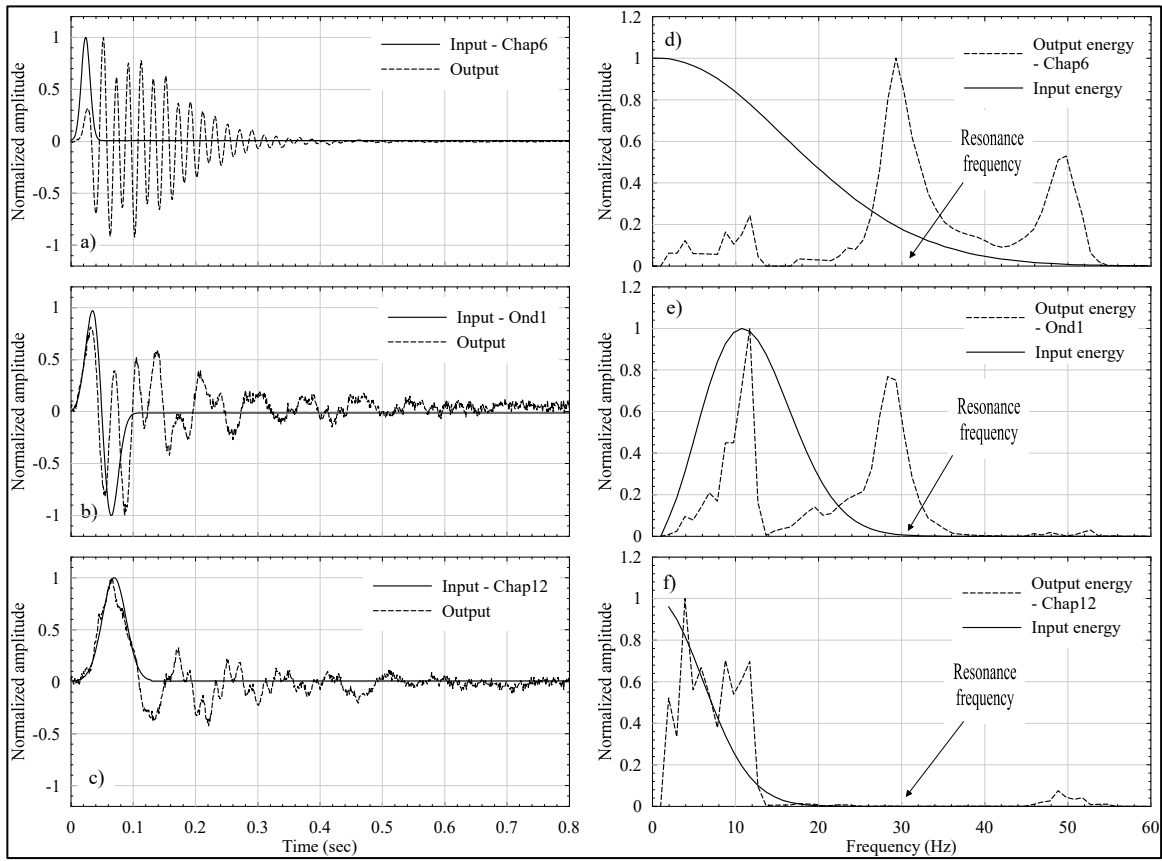


Figure 3.4 Input and output signals for face-to-face test in time and frequency domains (sensors of the UdeS)

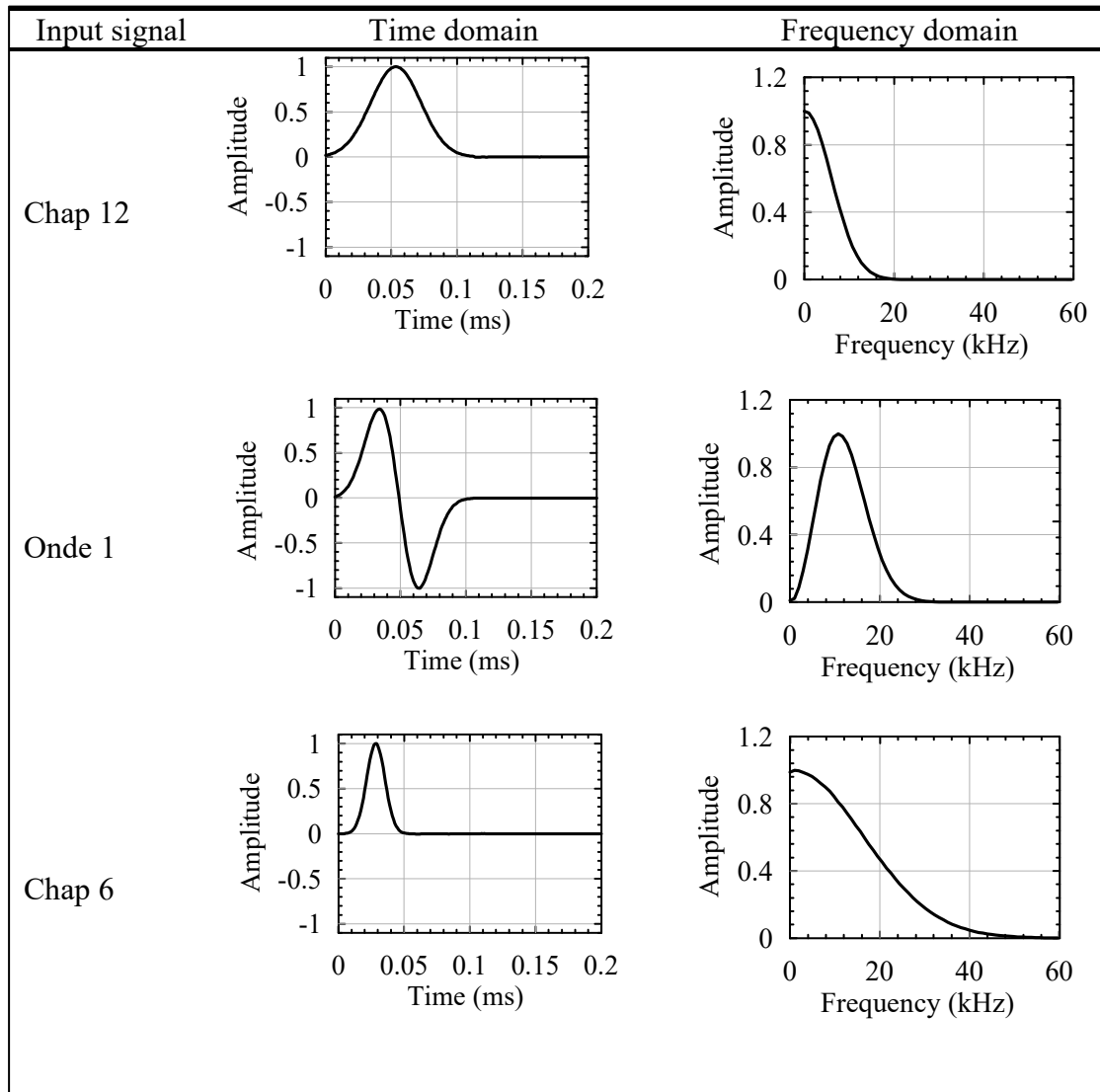


Figure 3.5 Signals used in the P-RAT setup at UdeS

The first four forms of signals in Figure 3.7 are used for this test. These signals were deliberately selected such that they cover frequency bands significantly lower and higher the transducer's fundamental frequency. Figure 3.6 demonstrates that when input wave with lower frequencies is used, the receiver response is quite similar to the transmitted signal (Figs. 3.6a and 3.6b). Otherwise (Fig. 3.6c and 3.6d), the transducers system generates undamped output signals and obviously indicates resonance (32.5 kHz). The results presented in figures. 3.4 and 3.6 indicate that the transducer (emitter-receiver) system used in the P-RAT is linear and the

response of the system depends mainly on the generated transmission frequency relative to the resonance frequency of the system. In order to evaluate the characteristic properties of the emitter-receiver systems, which have the same properties of a simple dynamic single degree of freedom (SDOF) system, the experimental phase shift of signals shown in figures 3.4 and 3.6 are compared in figures 3.8a and 3.8b with theoretical curve of the two SDOF (the source and the receiver) transducers that can be expressed by:

$$\phi_i = \tan^{-1} \frac{2 \cdot \zeta \cdot f / f_0}{1 - f^2 / f_0^2} \quad (3.1)$$

Where ϕ is the theoretical phase shift generated by the emitter or the receiver; f_0 and ζ are the fundamental frequency and damping ratio of the system.

The experimental phase functions presented in figures 3.8a and 3.8b are determined by the cross-correlation between the transmitted and received signals. Figure 3.8a indicates that the experimental phase shifts of the used signals agree quite well with the theoretical curve. Therefore, the emitter-receiver system used in this study at the ÉTS has a resonant frequency and a damping ratio of 32.5 kHz and 10 %, respectively. In the same way, the experimental phase shift of the face-to-face test performed on the sensors at the UdeS using three forms of signals (Figure 3.5) is successfully compared to the corresponding theoretical curve in Figure 3.8b. Figure 3.8b also indicates that the resonant frequency and the damping ratio of the emitter-receiver system used at the UdeS, respectively are 31 kHz and 16 %.

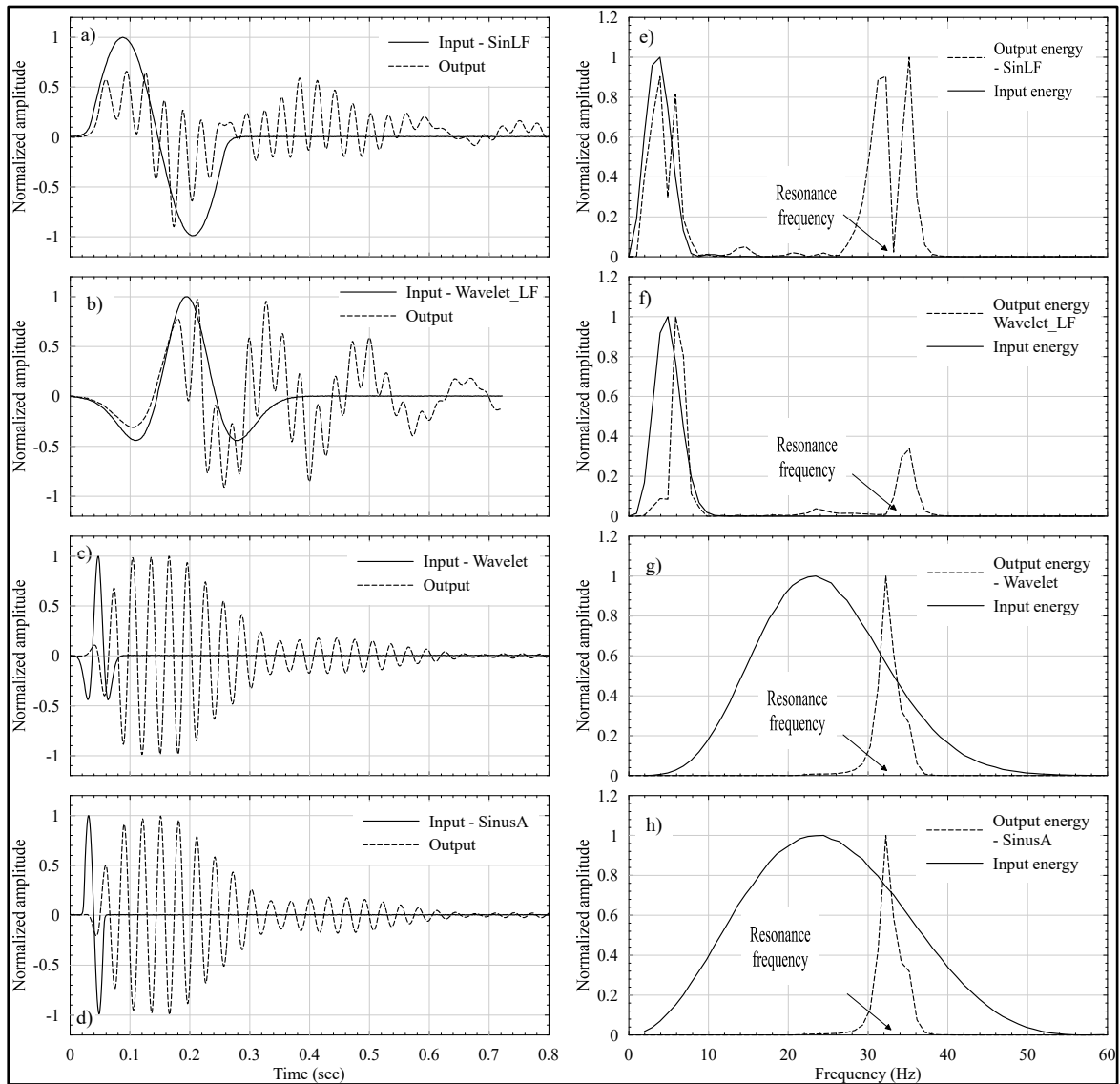


Figure 3.6 Input and output signals for face-to-face test in time and frequency domains (ÉTS setup)

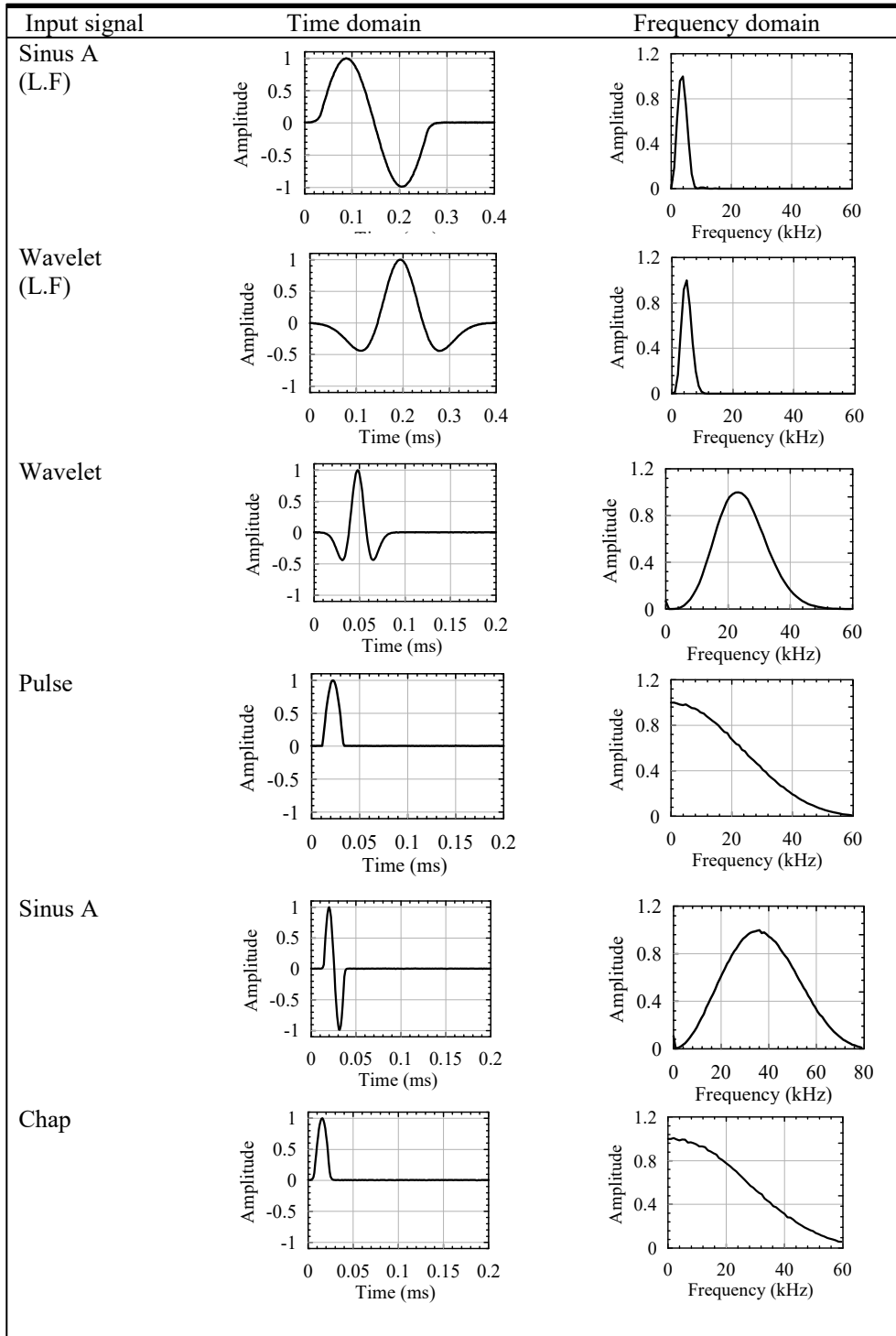


Figure 3.7 Signals used in the P-RAT setup at ÉTS

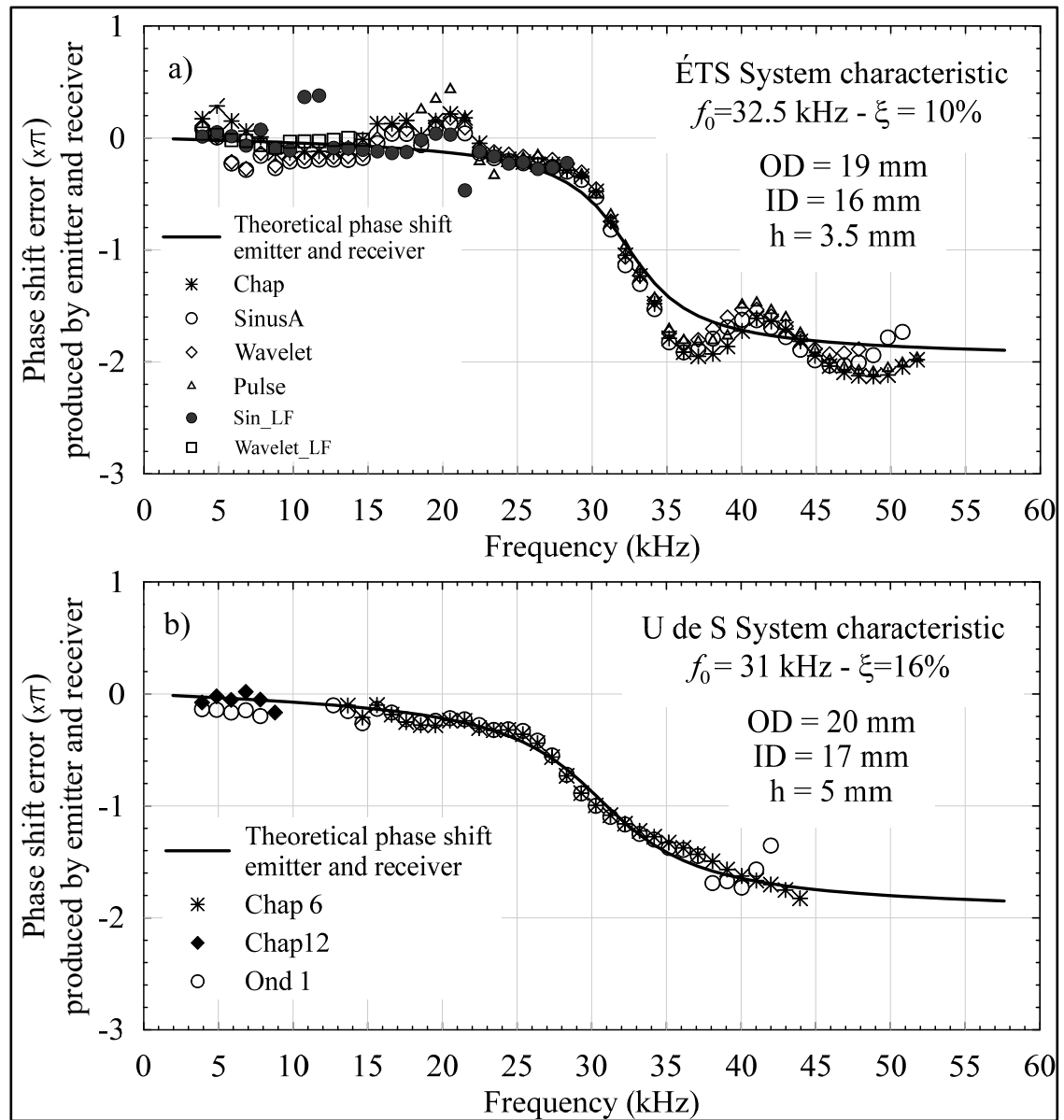


Figure 3.8 Comparison between experimental phase shifts of emitter-receiver system from face-to-face test and theoretical curve for emitter and receiver systems: (a) sensors of ÉTS and (b) sensors of UdeS

One of the main concerns in all laboratory techniques of V_s measurements is the quality of the obtained signals (Jovicic et al., 1996). It is an essential issue to ensure the quality of signals to eliminate confusion in signals interpretation and therefore in the accuracy of the obtained V_s .

Transmitted and received signals obtained from P-RAT loading tests on Abitibi clay (sample 55) at different applied vertical effective stresses performed at the UdeS and the ÉTS are presented in figure 3.9 in TD. The amplitudes of received signals presented in figure 3.9 are normalized by their maximum values. Numbers on the right sides of plots denote the applied vertical pressure. Two different wave excitations (chop forms – generated frequency) are used in the two laboratories (with a relatively higher-frequency in the ÉTS test). As shown in figure 3.9, the arrival time decreases with the increase in the applied vertical stress, thus the shear wave velocity increases with the applied vertical stress implying the direct impact of the applied vertical stress on the arrival time of the shear wave and consequently on its velocity, V_s .

The P-RAT unique interpretation method was developed at the UdeS by Karray et al. (2015). This method, carried out in the frequency domain, enables the user to correct the phase shift of the system which has a behavior closed to a simple dynamic (damped-spring-mass) system. The correction of the phase shift of the system is generally performed following the integration procedure suggested by Karray et al. (2015). This correction leads, in fact, to a constant phase velocity as a function of the frequency which equals to the actual shear wave velocity of the soil sample. Figure 3.10 shows the interpretation of the P-RAT test conducted on sample 55 of Abitibi clay at the two laboratories. More specifically, the plots in figure 3.10 show the normalized amplitude in both time and frequency domains, the experimental phase shift error, and the phase velocity in frequency domain. The phase velocity is estimated from the cross-correlation between instrumental input and output signals without the phase shift correction. The upper plots (Figures 3.10a and 3.10e) demonstrate that the two input signals are very different with respect to their loading frequencies (Figures 3.10b and 3.10f). The middle plots (Figures 3.10c and 3.10g) indicate that both of the instrumental phase shifts agree well with the theoretical phase correction obtained via the integration procedure proposed by Karray et al. (2015). It is worth mentioning here that the experimental shift/correction in figures 3.10c and 3.10g is not primarily used to adjust/correct the measured phase velocity, but it is to be used solely as a guide. The lower plots (Figures 3.10d and 3.10h) show that the corrected phase velocity approaches a constant value at a frequency band close to the system resonant

frequency. In fact, this value equals to the actual value of V_s of the soil sample. It is worth noting from these plots that the change in the transmitted signal between the two laboratories has no significant impact on V_s values obtained at both institutions and this corroborates the robustness of the P-RAT as the measured V_s does not depend on the generated transmission frequency of the adopted signal.

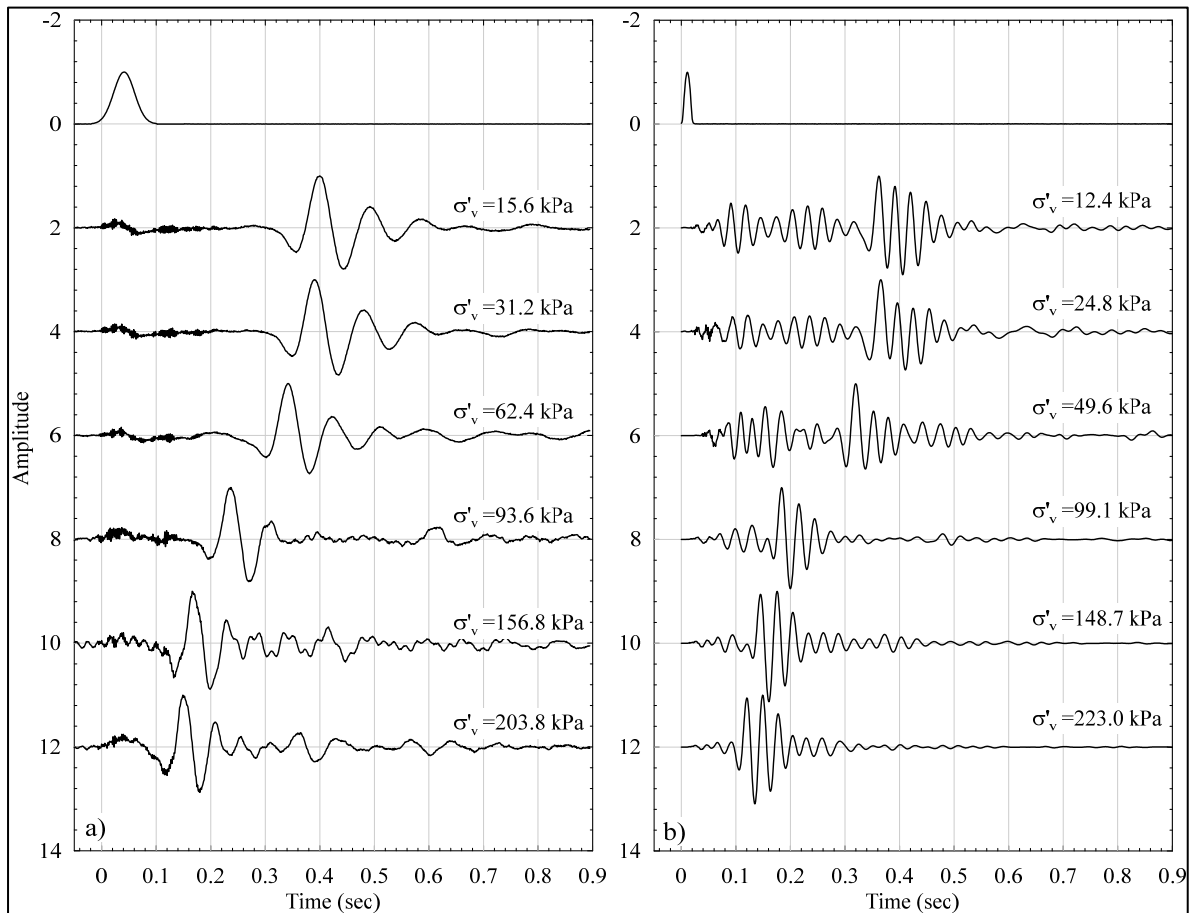


Figure 3.9 Examples of signals obtained in time domain during consolidation test using P-RAT setup for Abitibi clay (Sample 55): (a) UdeS setup, Chap12; and (b) ÉTS setup, chap

Figures 3.11 to 3.13 present examples of P-RAT test results interpretation for the Abitibi clay (sample 55) using three different forms of input signal: chap, wavelet, and pulse. Although shape, amplitudes (Figures 3.11a to 3.13a) as well as the frequency contents (Figures 3.11b to 3.13b) of the three signals used are very different, their instrumental phase errors agree well

with the theoretical curves as shown as in figures 3.11c to 3.13c. Moreover, the shear wave velocities (the constant phase velocities shown in figures 3.11d to 3.13d) obtained in the three different tests are almost the same ($V_s \approx 108$ m/s). The precedent analysis shows that the interpretation method used to determine V_s is not affected by the frequency content of the excitation, the adopted signal form, and the resonant frequency of sensors as demonstrated by Karray et al. (2015).

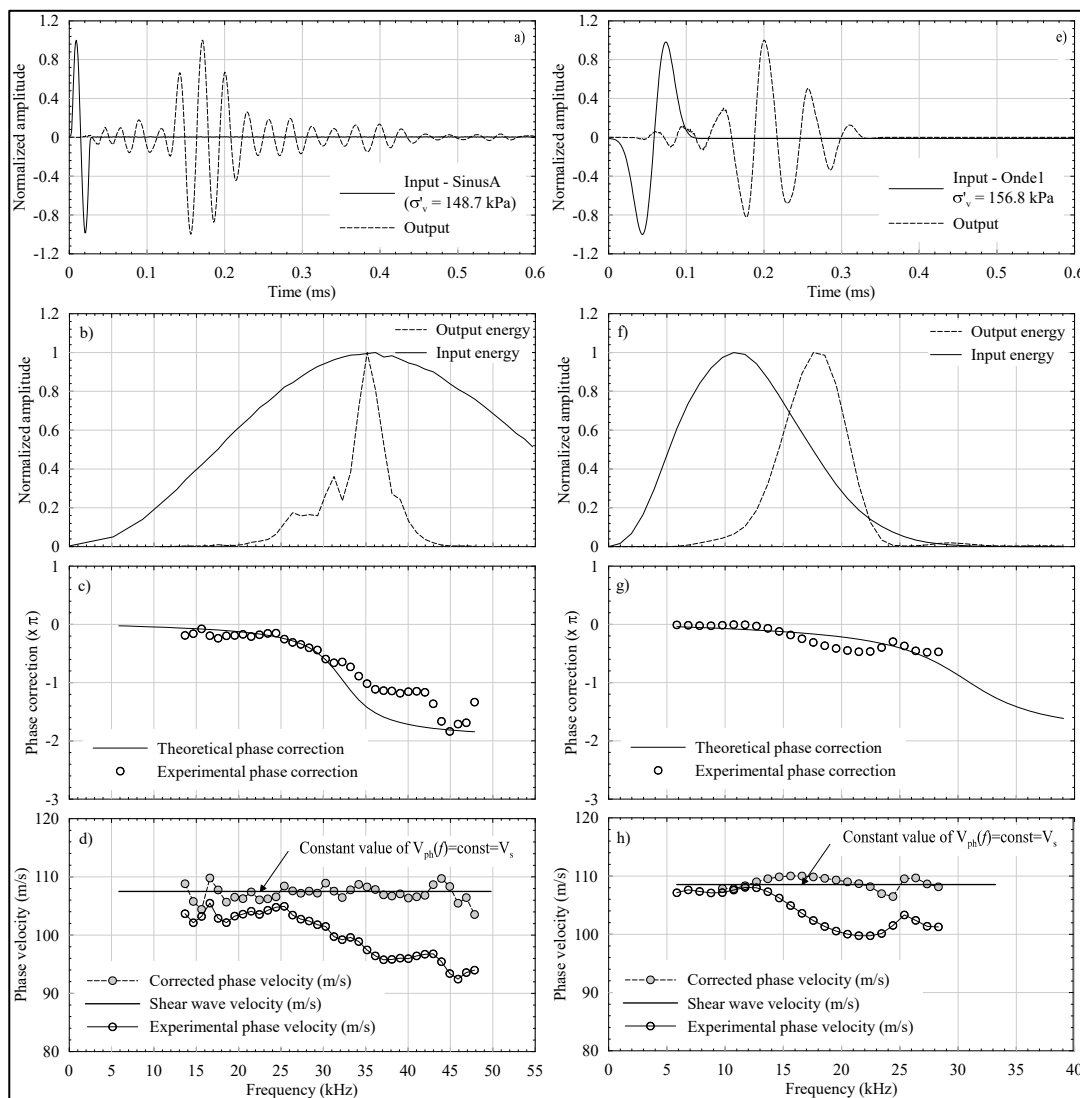


Figure 3.10 Example of signal processing using P-RAT interpretation technique for UdeS and ÉTS tests at vertical stress of 156.8 and 148.7 kPa (Sample 55 of Abitibi clay)

Typical consolidation curves of undisturbed samples of Abitibi clay extracted from different depths (2.87-4.53 m) and tested at the UdeS and the ÉTS are shown in Figures 3.14a and 3.14c. In these tests, measurements of V_s were performed at each loading stage before introducing a new load level. Since shear wave propagates only through soil particles, and thus it captures effective stress inter-particle contact behavior of the tested material, $\sigma'_v - V_s$ curves are also presented in figures 3.14b and 3.14d. Shear wave velocities presented in figure 3.14 can be expressed in terms of the effective vertical stress, σ'_v as:

$$V_s = a(\sigma'_v)^b \quad (3.2)$$

Where the a parameter and b exponent are related to the contact behaviour between the particles and packing type and can be determined by statistical regression of the experimental data (Lee et al., 2005).

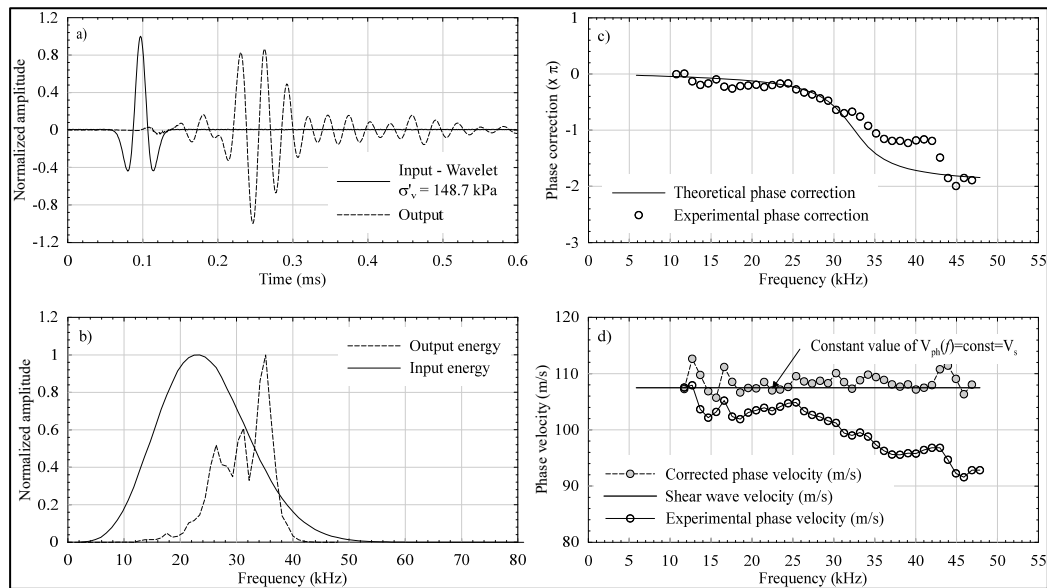


Figure 3.11 Example of signal processing using P-RAT interpretation technique for ÉTS test at vertical stress of 148.7kPa (Sample 55 of Abitibi clay) input signal = wavelet

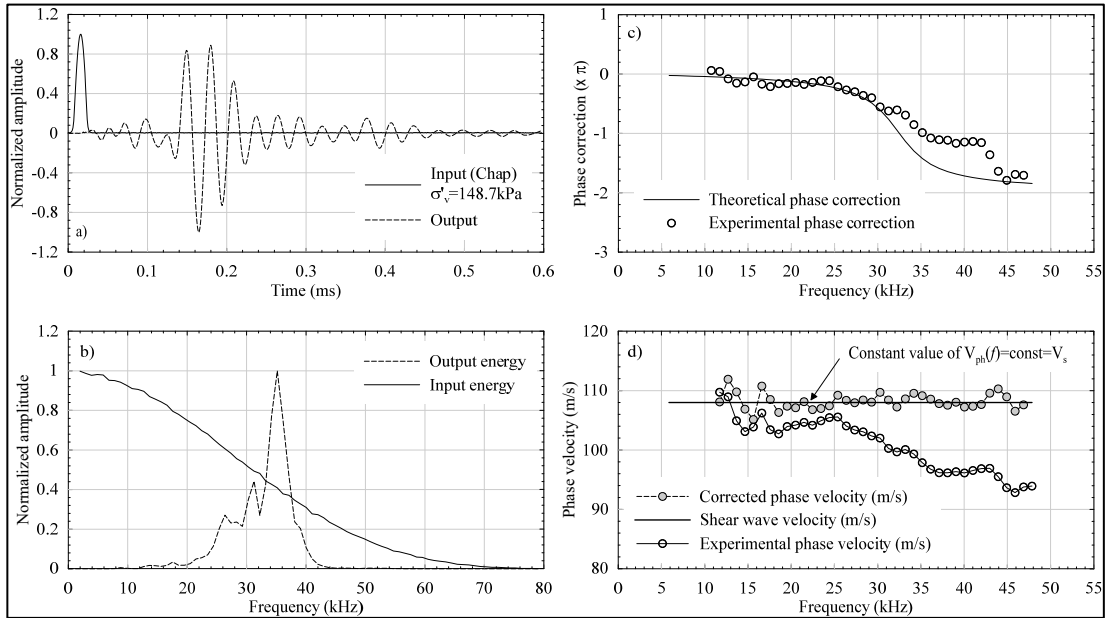


Figure 3.12 Example of signal processing using P-RAT interpretation technique for ÉTS test at vertical stress of 148.7kPa (Sample 55 of Abitibi clay) input signal = chap

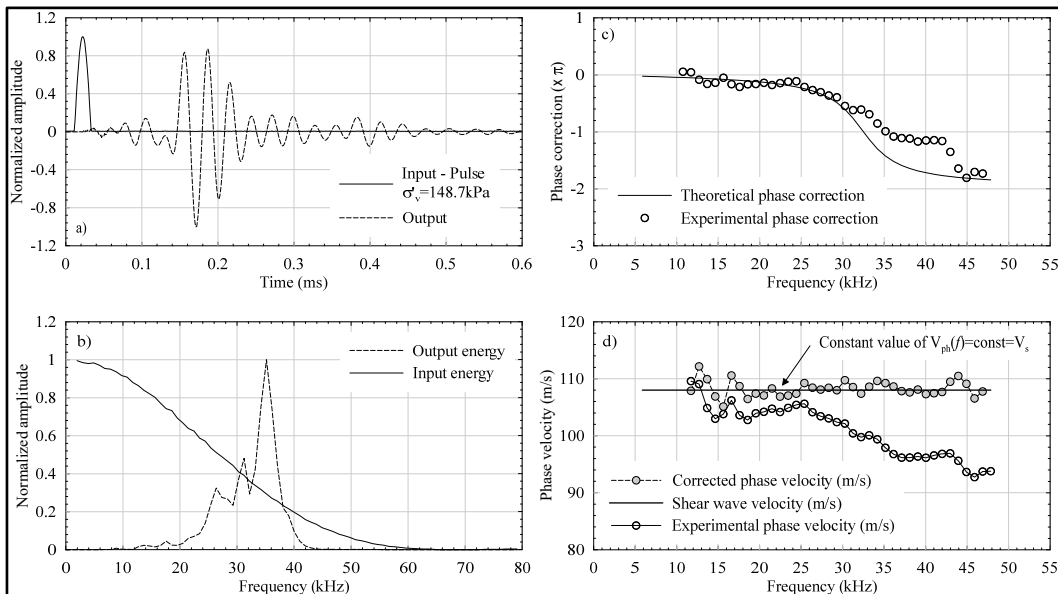


Figure 3.13 Example of signal processing using P-RAT interpretation technique for ÉTS test at vertical stress of 148.7kPa (Sample 55 of Abitibi clay) input signal = Pulse

The results presented in figures 3.14b and 3.14d demonstrate that in the over-consolidated clay region (i.e., at relatively low stress level) where there is only a minor change in the soil fabric with the effective vertical stress, the b exponent is a minor value or close to zero. In other words, the increment of the shear wave velocity with the applied vertical stress is minor. The slope of the $V_s - \log \sigma'_v$ curve is higher (higher value of b) in the normally consolidated region due to the significant fabric change. In fact, the inter-particle contact behaviour changes dramatically at the point of pre-consolidation stress because the inter-particle forces such as cementation or bonding start to be broken. As shown in figures 3.14b and 3.14d, $V_s - \log \sigma'_v$ produces approximately bilinear curves with the intersection point of the two bilinear lines corresponds to the pre-consolidation stress. Compared to figures 3.14a and 3.14c, ideal consolidation $\sigma'_v - V_s$ curves with easy-identified pre-consolidation pressures are obtained in figures 3.14b and 3.14d. Figures 3.14b and 3.14d also indicate that $\sigma'_v - V_s$ curve can be used as an analogy to $\sigma'_v - e$ curve in the identification of the soil consolidation behavior. Figure 3.14 also shows a comparison between the consolidation curves obtained at both laboratories, and indicates that both P-RAT setups provide very similar $\sigma'_v - e$ and $\sigma'_v - V_s$ curves for the tested Abitibi clay samples.

Typical consolidation curves of undisturbed sample of St-Hilaire clay retrieved from a depth of 8 m are shown in figure 3.15 for both laboratories (ÉTS and UdeS). The plot to the left shows $\sigma'_v - e$ curves while that to the right shows $\sigma'_v - V_s$ curves. As illustrated by the consolidation curves in figure 3.15, the initial void ratio is different, and the stress path is also different especially when selecting the level stress and maximum applied effective stress. However, the measured shear wave velocities in the two laboratories are very close especially when the void ratio and the applied effective stress have the same order of magnitude. It should be noted in figure 3.15a that the pre-consolidation pressure, σ'_p calculated from the consolidation $\sigma'_v - e$ curve obtained at the UdeS is slightly higher than that obtained from the consolidation curve at the ÉTS, and figure 3.15b confirms the slight difference between the

values of the obtained pre-consolidation pressures based on the constructed $\sigma'_v - V_s$ consolidation curves.

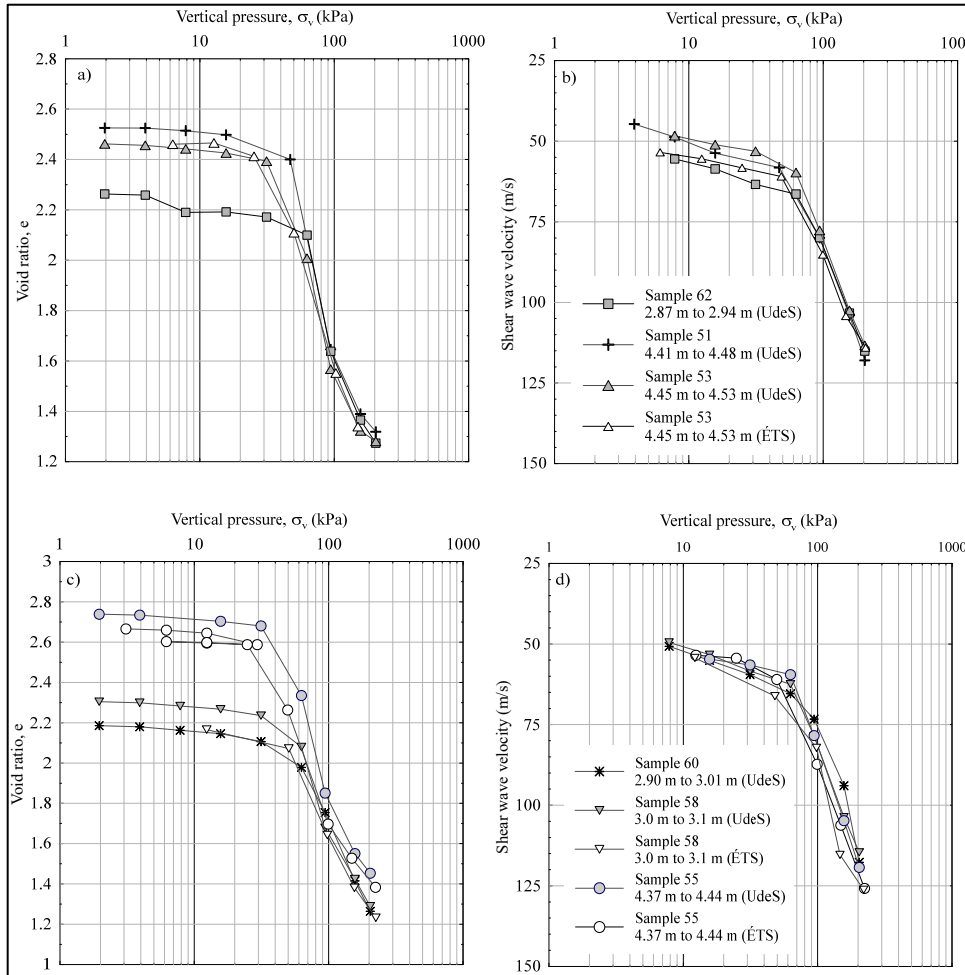


Figure 3.14 Consolidation test results in terms of a-b) void ratio and c-d) shear wave velocity for Abitibi clay

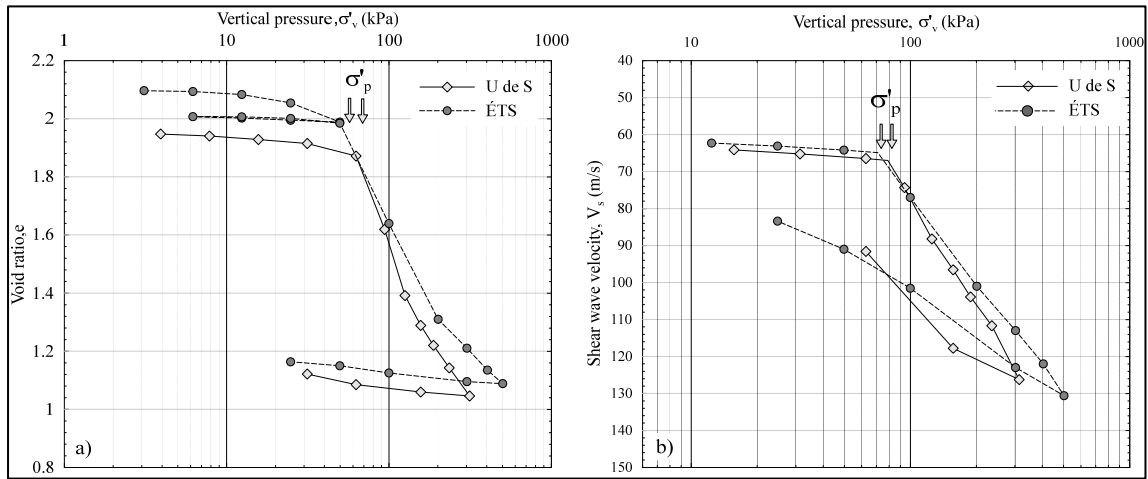


Figure 3.15 Consolidation test results in terms of a) void ratio and b) shear wave velocity for St-Hilaire clay

Shear wave velocities of the clays presented in figures 3.14 and 3.15 were normalized with respect to the applied effective vertical stress, σ'_v to obtain the normalized shear wave velocity, V_{s1} (Kayen et al., 1992; Robertson et al., 1992; Youd et al., 2001):

$$V_{s1} = V_s \left[\frac{P_a}{\sigma'_v} \right]^{0.25} \quad (3.3)$$

Where P_a is normal atmospheric pressure in the same units as σ'_v (i.e., $P_a \approx 100$ kPa if σ'_v is in kPa). In addition to the vertical effective stress, the value of shear wave velocity of clay soils is governed by its over-consolidation (OCR) and void (e) ratios. As reported in the literature, V_s of clays generally decreases with the increase in void ratio (e.g., Hussien & Karray, 2016) and increases with OCR (e.g., Hardin & Black, 1969; Hardin & Drnevich, 1972b). The effect of void ratio on V_s may be partly due to changes in inter-particle contact properties, while the influence of OCR possibly relates to particle characteristics (Bui, 2009).

The stress-normalized shear wave velocity V_{s1} of clay samples extracted from Abitibi and St-Hilaire sites obtained from the P-RAT tests in both laboratories are in turn normalized with

respect to their OCRs and plotted respectively in figures 3.16 and 3.17 as a function of the void ratio, e . Figures 3.16 and 3.17 show that void ratio has a significant impact on the variation of the normalized shear wave velocity (V_{s1}/OCR). Figures 3.16 and 3.17 show that the ratio (V_{s1}/OCR) increases when the void ratio decreases. It is worth noting from these figures that the reported (V_{s1}/OCR) ratios at different void ratios collapse onto a relatively narrow trend. According to the results presented in figures 3.16 and 3.17, the following two correlations between V_{s1} , e , and OCR can be suggested, respectively for Abitibi and St-Hilaire clay sites:

$$\frac{V_{s1}}{OCR^{0.2}} = 121e^{-0.67} \text{ (Abitibi clay)} \quad (3.4)$$

$$\frac{V_{s1}}{OCR^{0.15}} = 96.57e^{-0.46} \text{ (St-Hilaire clay)} \quad (3.5)$$

The above two correlations (Equations 3.4 and 3.5) can be utilized to construct shear wave velocity profiles of soft sensitive clay from the results of conventional consolidation tests. This would be potentially valuable in preliminary designs and feasibility studies or for final design estimates in low-risk projects where the costs of a proper V_s testing are not justified. Shear wave velocity values calculated from these correlations (Equations 3.4 and 3.5) and their ilk could also be used to provide a check against measured V_s values in situations where a great precision in the calculation of the deposit response is required (Hussien & Karray, 2016, Karray & Hussien, 2017).

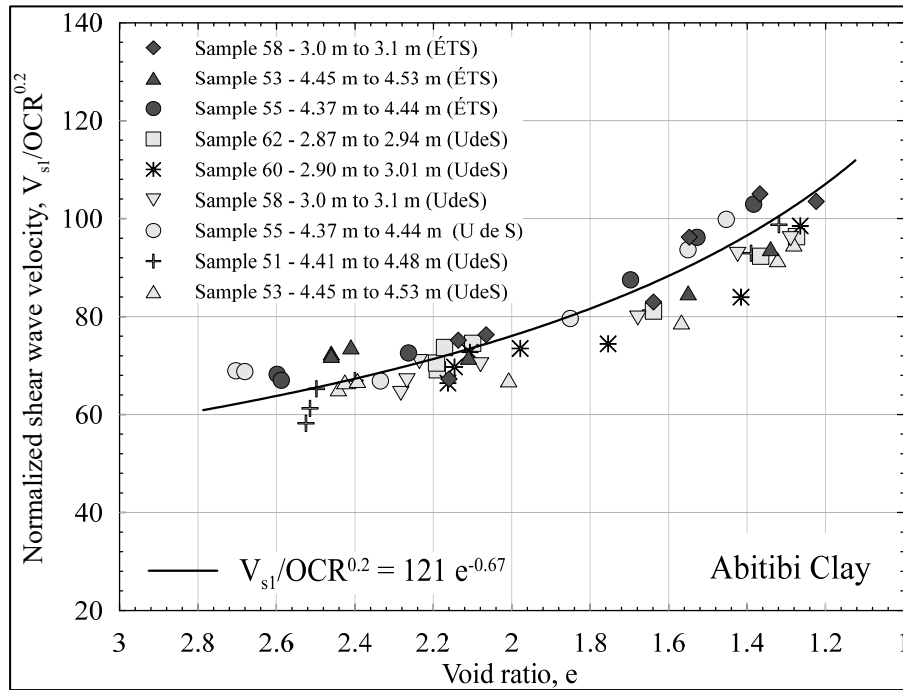


Figure 3.16 Normalized shear wave velocity of Abitibi Clay as a function of void ratio

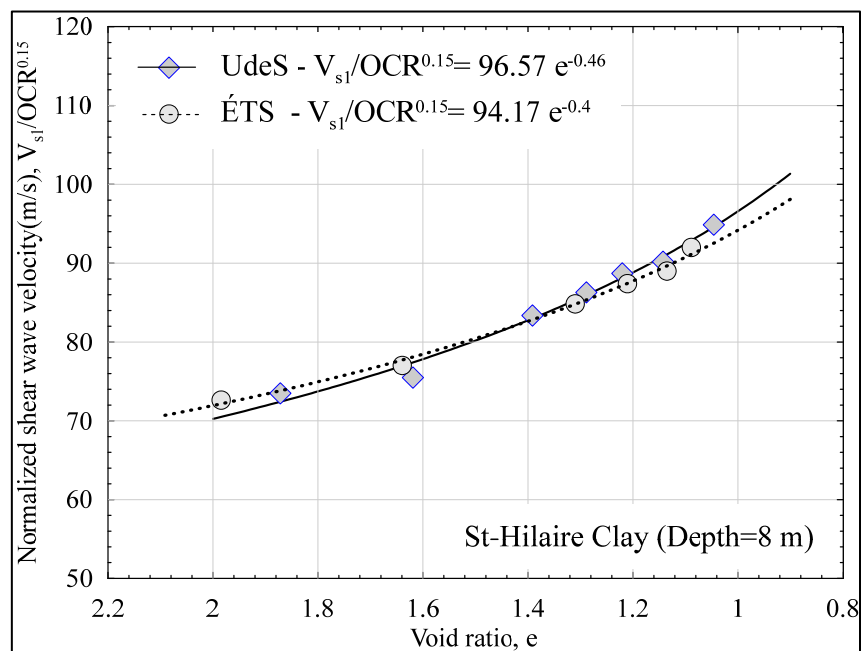


Figure 3.17 Normalized shear wave velocity of St-Hilaire Clay as a function of void ratio

Figures 3.16 and 3.17 also indicate that the shear wave velocities normalized with respect to both σ'_v and OCR and measured using the P-RAT at different laboratories (UdeS and ÉTS) on similar soil samples (extracted from the same depth from the same soil deposit) as a function of the void ratio fall in the same trend. These results corroborate the robustness of the P-RAT and its unique interpretation methodology and promote its incorporation in other geotechnical apparatus and laboratories.

3.5 Conclusion

The reliability/performance of the P-RAT has been evaluated through two series of tests on Abitibi and St-Hilaire clays conducted at the UdeS and the ÉTS. The results illustrate the dependency of the measured V_s on the applied pressure and the soil void ratio of the tested materials. The results show that the change in the used sensors, the generated frequency, the signals forms, the data acquisition system, and the users between the two laboratories has no significant effect on the measured V_s values. This paper confirms the reliability of the P-RAT and its interpretation methodology for characterization of geomaterials in the elastic range ($\gamma < 10^{-3} \%$) and advances its incorporation in other geotechnical apparatus and laboratories. P-RAT results obtained at both institutions were also used to present consolidation curves of the tested sensitive clays in terms of their shear wave velocities and to establish unique correlations between the stress-normalized shear wave velocities; V_{sI} with over-consolidation and void ratios for each site investigated.

CHAPITRE 4

CRITICAL INSIGHTS IN LABORATORY SHEAR WAVE VELOCITY CORRELATIONS OF CLAYS

Dania Elbeggo^a; Yannic Ethier^b; Jean-Sébastien Dubé^c and Mourad Karray^d

^{a, b, c} Department of Construction Engineering, École de technologie supérieure,
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada, H3C 1K3

^d Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke,
2500 Boulevard de l'Université, Sherbrooke, Québec, Canada, J1K 2R1

Cet article a été accepté pour publication dans la revue Canadian Geotechnical Journal le 22 septembre 2021.

Abstract

Shear wave velocity, V_s , is an important mechanical/dynamic parameter allowing the characterization of a soil in the elastic range ($\gamma < 10^{-3}$ %). Thirty five existing G_{max} or V_s laboratory correlations were examined in this study and are grouped into different general forms based on their geotechnical properties. A database of 11 eastern Canadian clay deposits was selected and used for the critical insights. The effect of the coefficient of earth pressure at rest, K_0 , was also examined. A range of variation for each general form of correlation was determined to take the plasticity index and void ratio values of investigated sites into account. The analysis shows a significant scatter in V_{sl} values predicted by existing correlations and raises questions on the applicability of these correlations, especially for eastern Canadian clays. New correlations are proposed for Champlain clays based on laboratory measurement of V_s using the piezoelectric ring actuator technique, P-RAT, incorporated in consolidation cells. An analysis of P-RAT results reveals the sample disturbance effect and suggests an approach to correct the effect of disturbance on laboratory V_s measurements. The applicability of the proposed correlations, including the disturbance correction, is validated by comparison with in situ measurements using multi-modal analysis of surface waves (MMASW).

Key words: shear-wave velocity, V_s , K_0 coefficient, correlations, Canadian clays, Champlain clays piezoelectric ring actuator technique, P-RAT.

4.1 Introduction

Since the 1985 Mexico earthquake, important efforts have been made by researchers to better assess the dynamic response of soil deposits. Shear modulus (G_{\max} or G_0) is a key and fundamental parameter for dynamic analysis, seismic slope stability and soil structure interaction (including lifeline and underground facilities). Shear modulus (G_{\max}) is related to the shear wave velocity (V_s) and bulk density (ρ) of the soil by (Richart et al., 1970):

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (4.1)$$

V_s can also be considered as a mechanical parameter in the evaluation of the geotechnical behavior of soil (Burland, 1990; Santamarina et al., 2001; Clayton, 2011). Indeed, unlike other geotechnical parameters, V_s has the major advantage of being measurable both in the field, under in situ conditions without disturbance (Hussien & Karray, 2016; Karray & Hussein, 2017), and in the laboratory, under controlled conditions (Karray et al., 2015). In situ techniques may provide representative measurements of V_s . However, they may not allow parameters to be set beyond those representing current conditions prior to construction, excavation or interaction with structures. Thus, laboratory measurements can be used to predict the parameters needed for dynamic or soil structure interaction analysis and also to take into account geometric and stratigraphic variations. Laboratory measurements are also important for parametric studies of the physical properties of the soil (e.g., effective confining stress, σ'_m , stress history, void ratio, e , etc.) at small and large strains. The establishment of a correlation between V_s and the physical properties of soils is very important for properly interpreting field measurements, and above all, to avoid the erroneous predictions of dynamic parameters after construction as well as for the analysis of soil-structure interaction (including underground facilities).

Several in situ techniques have been developed to measure V_s , such as the cross-hole (ASTM, 2008a) and down-hole (ASTM, 2008b) seismic tests (Sully, 1991), spectral analysis of surface

waves (SASW) (Lefebvre et al., 1994) and multi-modal analysis of surface waves (MMASW) (Karray, 1999; Karray et al., 2011). In the laboratory, V_s can be obtained using the resonant column (RC) (Hardin & Black 1968; ASTM 2008c) or bender element (BE) (ASTM, D8295) tests. The latter has the advantage of being able to be incorporated into most conventional geotechnical devices, such as the resonant column (Diyik & Madshus, 1985; Camacho-Tauta et al., 2017), the triaxial apparatus (Blewett et al., 2000; Szilvagyi et al., 2016) and the oedometer cell (Kawagachi et al., 2001; Ayala et al., 2017). However, several researchers have observed that the reliability of V_s values obtained using these elements is affected by many factors, such as near-field effects and interference of incident and reflected waves at the boundaries, leading to inaccuracies in the detection of the first arrival of the shear wave used to calculate V_s (Arulnathan et al., 1998; Lee & Santamarina, 2005; Ethier, 2009). To improve the precision of V_s measurement, the piezoelectric ring-actuator technique, P-RAT, was developed at the University of Sherbrooke based on numerical studies (Ethier, 2009; Ethier et al., 2011; Mhenni et al., 2015) and laboratory experiments (Gamal El Dean, 2007; Ethier, 2009; Karray et al., 2015). P-RAT can be incorporated into conventional geotechnical devices, such as triaxial and oedometric cells. The most important advantage of P-RAT, as compared to the BE technique is the non-intrusive nature of this technique, and thus the ability to determine the correct phase shift error produced by sensors by performing a face-to-face test (Karray et al., 2015; Hussein & Karray, 2021). The development of accurate and reliable laboratory techniques for V_s measurement allows for better understanding of the main parameters that influence the stiffness (G_0) of the soil.

Many correlations have been established for estimating the shear modulus, G_{max} , or shear wave velocity, V_s , based on the geotechnical properties of clays, such as the void ratio, plasticity, overconsolidation ratio, vertical or mean effective stress and coefficient of earth pressure at rest, K_0 (Hardin & Black, 1969; Okur & Ansal, 2007; Kim & Finno, 2014). This paper examines and synthesizes, first, the applicability of existing laboratory correlations with respect to eastern Canadian clays, based on the predicted range of normalized shear wave velocity, V_{sl} , with an emphasis on the assumed value of K_0 . Eleven eastern Canadian clay sites were selected for this analysis. The sites are well characterized in terms of geotechnical

properties including K_0 . In addition, numerous G_{max} or V_s correlations (35) were synthesized and grouped together into three different general forms. The variation between the maximum and minimum normalized shear wave velocity ($\Delta V_{s1} = V_{s1Max} - V_{s1Min}$) is presented and discussed for each selected site and for each general form. Secondly, an experimental program was carried out on four Champlain clay sites using P-RAT. Correlations are proposed between V_{s1} , overconsolidation ratio (OCR) and void ratio (e), and their validity is examined using field MMASW measurements.

4.2 G_{max} or V_s Correlations

Several correlations have been proposed in the literature to estimate G_{max} or V_s from the physical and geotechnical parameters of clay (e , OCR, IP, etc.). These correlations are generally derived from laboratory tests such as resonant columns, cyclic triaxial and/or bender elements, in which the physical parameters are generally very well established. A total of 35 correlations are considered and grouped into three different general forms in tables 4.1, 4.2 and 4.3 for critical analysis and synthesis.

The correlations of the first group, presented in table 4.1, relate G_{max} or V_s to the void ratio, e , the mean effective stress, σ'_m , and the overconsolidation ratio, OCR. Most of these correlations are expressed in terms of G_{max} , according to the general form presented in equation 4.2 (Hardin & Black, 1969; Kim & Finno, 2014) and three in terms of V_s , according to equation 4.3 (Hardin & Black, 1969; Anderson, 1974; Kim & Novak, 1981):

$$G_{max} = A F(e) \sigma_m'^n OCR^K \quad (4.2)$$

$$V_s = F(e) \sigma_m'^{0.25} OCR^{\frac{K}{2}} \quad (4.3)$$

where $F(e)$ is a function of the void ratio and n is an exponent varying between 0.5 and 0.66. A is a constant considering the influence of all other factors and K is an exponent related to the plasticity index according to Hardin & Black (1969).

For the second group of correlations (Table 4.2), the OCR is not considered, and only two parameters are required to express the soil state according to D'Elia & Lanzo (1996) and Lo Presti & Jamiolkowski (1998). These correlations take the general form:

$$G_{max} = A F(e) \sigma_m'^n P_a^{1-n} \quad (4.4)$$

where $F(e)$ is a function of the void ratio equal to e^{-x} , P_a is the atmospheric pressure, and A is an experimental constant. However, Kagawa (1992) and Kallioglou et al. (2008) replaced the constant A by a function of the plasticity index, $F(PI)$:

$$G_{max} = F(e) F(PI) \sigma_m'^n \quad (4.5)$$

Other correlations involving the vertical effective stress, σ_v' , or the principal effective stresses (σ_v' , σ_h') instead of σ_m' (Shibuya & Tanaka, 1996; Shibuya et al., 1997; Landon, 2004; Santagata et al., 2005) were also proposed, without considered of the OCR:

$$G_{max} = AF(e) (\sigma_v' \sigma_h')^n \quad (4.6)$$

$$G_{max} \text{ or } E_{max} = AF(e) \sigma_v'^n \quad (4.7)$$

For the third group (Table 4.3), the influence of the void ratio term was neglected and the small strain modulus G_{max} or E_{max} are correlated to σ_m' and OCR only. Isenhower (1979), Koutsoufas & Fischer (1980), Weiler (1988), Viggiani & Atkinson (1995) and Santagata et al. (2005) proposed the general form:

$$G_{max} \text{ or } E_{max} = A \sigma_m'^n OCR^K \quad (4.8)$$

Tables 4.1, 4.2 and 4.3 show the details of the performed laboratory tests and the range of geotechnical properties of tested samples to establish the correlations considered in this study.

4.3 Analyzed sites

This study used data from 15 eastern Canadian clay deposits (11 for correlation analysis and 4 for experimental testing), namely, Berthierville (B), Louiseville (L), Mascouche (M), Saint-Alban (SA), Ottawa NRC (O(NRC)), Ottawa SP (O(SP)), Gloucester (G), Saint-Marcel (SM), Varennes (V), Saint-Hilaire (SH), Terrebonne (T), Montreal East (ME), Beauharnois (B1-B2), Olga Matagami (O), Grande-Baleine James Baie (GB). Table 4.4 summarizes the main geotechnical properties of each site. More details on the sites are available in the references listed in table 4.4.

The clays considered in this study are classified as CL (low plasticity clay) or CH (high plasticity clay) soils according to the Unified Soil Classification System (USCS), as shown by the Casagrande diagram presented in in figure 4.1. Indeed, the selected sites cover a wide range of eastern Canadian clays, with a liquid limit varying between 30 and 75 and a plasticity index varying between 8 and 43. For some of these sites, in situ measurements of V_s were also available. These V_s values are presented in table 4.4, and were obtained using different in situ techniques: the cross-hole method (Bourgeois, 1997) and the SASW with higher Rayleigh mode separation (Karray, 1999). The St-Hilaire, Beauharnois, Terrebonne and Montreal East clays were characterized in terms of V_s , using laboratory P-RAT measurements. The coefficient of earth pressure at rest, K_0 , can be determined using in situ tests and laboratory measurements or using empirical correlations. In this study, in situ and laboratory values of K_0 were taken from the references listed in table 4.4. However, for the cases where no experimental values were available, the K_0 values were calculated using typical K_0 correlations proposed by different authors (Jaky, 1948; Mayne & Kulhawy, 1982; Hamouche et al., 1995). For this analysis, the minimum and maximum values of K_0 were selected for each site and are presented in table 4.4.

Tableau 4.1 G_{max} or V_s correlations with OCR for cohesive soils

General form of correlation	Correlation	Geotechnical properties - Type of clay	Test	Reference
G_{max} $= AF(e)\sigma_m^n OCR^K$	$G_{max(1)} = 1230 \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m^{0.5} OCR^K$	e:0.5-2, LL: 22-124, PI:2-85, Kaolinite and Boston blue clay	RC	Hardin and Black (1969)
	$G_{max(2)} = 1576 \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m^{0.5} OCR^K$	e:0.48-1.36, LL: 25-51, PI:12-30, OCR:1.8-6.8, Ontario clay	RC	Kim and Novak (1981)
	$G_{max(2)} = 90 \frac{(7.32 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m^{0.6} OCR^K$	e:1.5-4, LL: 65-110, PI:38-103, Teganuma clay	CT	Kokusho et al. (1982)
	$G_{max(2)1}$ $= 4500 \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m^{0.5} OCR^K$	e:1.1-1.3, LL: 66, PI: 35, Kaolinite	RC	Marcuson and Wahles (1972)
	$G_{max(2)2} = 455 \frac{(4.40 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m^{0.5} OCR^K$	e:1.5-2.5, LL: 120, PI: 60, Bentonite	RC	
	$G_{max(2)}$ $= 9600 (1/(1 + 1.2e^2)) \sigma_m^{0.5} OCR^K$	e:0.58-1.07, LL: 30-46, PI: 9-27, OCR :1	RC	Vrettos and Savidis (1999)
	$G_{max(2)} = 1421 e^{-1.504} \sigma_m^{0.623} OCR^K$	e:0.37-1.36, LL: 21-99, PI:5-66, OCR: 1-2, Greece clay	RC	Kallioglou et al (1999)
	$G_{max(2)} = 466 \frac{(3.40 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m^{0.66} OCR^K$	e:0.68-1.4, LL: 38-70, PI:9-40, normally and overconsolidated clay	CT	Okur and Ansal (2007)
G_{max} $= AF(e)\sigma_m^n P_a^{1-n} OCR^K$	$G_{max(2)}$ $= 317(1/(0. + 0.7e^2)) \sigma_m^{0.56} P_a^{0.44} OCR^K$	e:1.38-2.31, LL: 63-122, PI: 36-79, CH	RC- TS	Stokoe et al (1999)
	$G_{max(2)}$ $= 225 \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m^{0.55} P_a^{0.45} OCR^K$	W:24-29 %, LL: 30-38, PI:15-19, OCR: 1.1-1.7, Chicago clay	BE in T	Kim and Finno (2014)
$V_s = F(e)OCR^{\frac{K}{2}} \sigma_m^{\frac{n}{4}}$	$V_s = (103,6 - 34,93e) OCR^{\frac{K}{2}} \sigma_m^{\frac{1}{4}}$	e:0.5-2, LL: 22-124, PI:2-85, Kaolinite and Boston blue clay	RC	Hardin and Black (1969)
	V_s $= (39,31 - 56,44 \log(e)) OCR^{\frac{K}{2}} \sigma_m^{\frac{1}{4}}$	e:0.48-1.36, LL: 25-51, PI:12-30, OCR:1.8-6.8, Ontario clay	RC	Kim and Novak (1981)
	$V_s = (66 - 123 \log(e)) OCR^{\frac{K}{2}} \sigma_m^{\frac{1}{4}}$	e:0.38-2.28, LL: 25-96, PI:10-64, Kaolinite, Bentonite and other sites of clay	RC	Anderson (1974)
(1) G_{max} in psi, (2) G_{max} in kPa, V_s in m/s, $K = 0, 0.18, 0.30, 0.41, 0.48,$ and 0.50 for $PI = 0, 20, 40, 60, 80, \geq 100$ respectively, PI: plasticity index, RC: Resonant Column, CT: Cyclic Triaxial, TS: Torsional Shear, BE: Bender Element.				

Tableau 4.2 E_{max} or G_{max} correlations without OCR for cohesive soils

General form of correlation	Correlation	Geotechnical properties -Type of clay	Test	Reference
$G_{max} = AF(e)(\sigma'_v \sigma'_h)^n$	$G_{max} = 3685 e^{-2.73} (\sigma'_v \sigma'_h)^{0.28}$	e: 1.05-1.41, LL: 24-49, PI:19-22, CL, Boston bleu clay	BE	Landon (2004)
$G_{max} = F(e) F(PI) \sigma_m^n$	$G_{max} = \frac{358 - 3,8 PI}{0,4 + 0,7e} \sigma'_m$	e: 0.7-2.31, LL:50-95, PI:25-52, OCR: 1, Soft marine clay	RC	Kagawa (1992)
	$G_{max1} = (5660 - 80 PI) e^{-0.63} \sigma_m^{0.5}$	e: 0.55-1.525, LL:32-70, PI:10-43, Reconstituted samples (CL and CH)	RC	Kallioglou et al (2008)
	$G_{max} = (6290 - 80 PI) e^{-0.63} \sigma_m^{0.5}$	e: 0.4-0.71, LL:21-58, PI:5-37, Undisturbed samples (CL and CH)	RC	
$G_{max} = AF(e) \sigma_m^n p_a^{1-n}$	$G_{max1} = 506 e^{-1.1} \sigma_m^{0.42} p_a^{0.58}$	e:0.49-0.6, LL: 40-46, PI:24-30, OCR: 3, Clayey silts, Benevento clay	RC	D'Elia and Lanzo (1996)
	$G_{max2} = 410 e^{-1.2} \sigma_m^{0.59} p_a^{0.41}$	e:0.77-1.03, LL: 37-58, PI:23-38, OCR: 1, Clayey silts, Garigliano clay	RC-BE	
	$G_{max} = 740 e^{-1.27} \sigma_m^{0.46} p_a^{0.54}$	e:1-1.8, LL: 30-57, PI:10-30, OCR: 2.8-8.8, Avezzano clay	RC	Lo Presti and Jamiolkowski (1998)
	$G_{max} = 440 e^{-1.11} \sigma_m^{0.58} p_a^{0.42}$	e:0.9-1.2, LL: 25-60, PI:10-40, OCR: 1.2-1.4, Garigliano clay		
	$G_{max} = 500 e^{-1.33} \sigma_m^{0.4} p_a^{0.6}$	e:0.6-0.8, LL: 30-57, PI:15-40, OCR: 1.8-2.5, Montalado di Castro clay		
	$G_{max} = 520 e^{-1.30} \sigma_m^{0.5} p_a^{0.5}$	e:1.4-1.8, LL: 71, PI:44, OCR: 1-1.1, Panigaglia clay		
	$G_{max} = 640 e^{-1.52} \sigma_m^{0.4} p_a^{0.6}$	e:1.6-3, LL: 90-120, PI:45-75, OCR: 1.1-1.8, Fucino clay		
	$G_{max} = 500 e^{-1.43} \sigma_m^{0.44} p_a^{0.56}$	e:0.8-1.8, LL: 33-77, PI:23-46, OCR: 1.5-2, Pisa clay		
$G_{max} = AF(e) \sigma_v^n \sigma_r^{1-n}$	$G_{max} = 5000 e^{-1.5} \sigma_v^{0.5} \sigma_r^{0.5}$	PI:19-152, OCR: 1-2.6, Holocene deposits clay	BE	Shibuya and Tanaka (1996)
	$G_{max} = 24000 (1 + e)^{-2.4} \sigma_v^{0.5} \sigma_r^{0.5}$	LL: 41-120, PI:19-59, Reconstituted clay samples	BE	Shibuya et al (1997)
$E_{max} = AF(e) \sigma_v^n$	$E_{max(1)} = 273 e^{-2.44} \sigma_v^{0.44}$	LL: 46, PI:23, OCR: 1-8, e: 0.8-1.1, Boston clay	T	Santagata et al (2005)

(1) E_{max} in MPa ($\nu=0.5$), G_{max} in kPa, RC: Resonant Column, BE: Bender Element, T: Undrained Triaxial Compression, p_a : atmospheric pressure (kPa), $\sigma_r = 1kPa$

Tableau 4.3 E_{max} or G_{max} correlations without void ratio for cohesive soils

General form of correlation	Correlation	Geotechnical properties - Type of clay	Test	Reference
G_{max} $= A \sigma_m^n P_r^{1-n} OCR^K$	$\frac{G_{max(3)}}{P_r} = A \left(\frac{P_r'}{P_r}\right)^n R_0^m$	PI:10-44, OCR:1-8, Kaolinite clay	BE in TC	Viggiani and Atkinson (1995)
G_{max} or E_{max} $= A \sigma_m^n OCR^K$	$G_{max(1)}$ $= 375 \sigma_m^{0.85} OCR^{0.59}$	LL:34-35, PI:14 -15, Gulf of Alaska clay	RC	Singh and Gardner (1979)
	$G_{max(1)}$ $= 440 \sigma_m^{0.84} OCR^{0.27}$	LL:32-39, PI:16-22, OCR:5-9, Clay of AGS CL	RC	Koutsoufas and Fischer (1980)
	$G_{max(1)}$ $= 125 \sigma_m^{1.18} OCR^{0.69}$	LL:63-64, PI:32-38, OCR:5-9, Clay of AGS CH	CT	
	$G_{max(1)}$ $= 165 \sigma_m^{0.95} OCR^{0.51}$	LL:88, PI:43, San Francisco Bay Mud clay	RC	Isenhowe (1979), Lodde (1980)
	$G_{max(1)} = 250 \sigma_m^{0.86} OCR^{0.6}$	LL:40-46, PI:19-23, OCR:2-8, Boston clay	RC	Weiler (1988)
	$E_{max(2)} = 617 \sigma_m^{0.8} OCR^{0.15}$	LL:46, PI:23, OCR:1-8, e: 0.8-1.1, Boston clay	T	Santagata et al. (2005)
(1) G_{max} in TSF, (2) E_{max} in MPa ($\nu=0.5$), (3) G_{max} in kPa, R_0 : overconsolidated ratio in terms of mean effective stress, P_r' : mean effective stress (kPa), n, m and A are constants depending on plasticity index, P_r : reference pressure (taken as 1kPa), PI: plasticity index LL: liquid limit, RC: Resonant Column, CT: Cyclic Triaxial, T: Undrained Triaxial Compression.				

Tableau 4.4 Characteristics of analyzed sites

a) From literature							
Site	Sample/ Depth m	e	PI	OCR	K _{0Min} /K _{0Max}	V _s (in situ)	Reference
St-Alban	SA / 6	1.65	17	2.4	0.45 _P /1.2 _C	82.3*	Lefebvre et al. (1994), Tavenas et al. (1975)
Louiseville	L / 9.5	2.06	43	2.7	0.76 _C /1.4 _{HF}	127 _{CH}	Hamouche et al. (1995) Bourgeois (1997)
Berthierville	B / 4.6	1.51	15	1.1	0.44 _C /0.64 _{HF}	98.8 _{CH}	
Mascouche	M / 7.7	1.93	32	5.9	1.12 _C /3.6 _P	157.6 _{CH}	
Grande Baleine	GB / 6.2	1.24	8	7.4	0.53 _L /1.36 _{HF}		Philibert (1984)
Olga	O / 5.5	2.20	41	2.7	0.52 _L /0.92 _{HF}		
Ottawa (NRC)	O (NRC) / 8.89	2.20	33	2.3	0.69 _C /1.3 _{HF}		
Ottawa (SP)	O (SP) / 8.78	1.82	37	4.8	1.1 _C /2.62 _{HF}		
Varenes	V / 7.05	1.76	41	3.1	0.85 _C /1.65 _{HF}		
Gloucester	G / 3.8	2.17	30	1.8	0.64 _L /0.89 _{HF}		
St-Marcel	SM / 5.3	2.23	35	2.3	0.71 _C /1.2 _{HF}		
b) Experimental program							
St-Hilaire	SH / 8	2.1	40	1.5			Ethier (2009)
Terrebonne	T / 7.7- 7.8	1.08	21	3.3			ÉTS laboratory
Montreal-East	ME/ 7.62 - 8.23	1.53	32	3.0			
Beauharnois	B1/6-7	2.2	36	2.24			
Beauharnois	B2/6-7	2.21					
CH: Cross-hole, *: Shear wave velocity obtained from Spectral Analysis of Surface Wave (SASW) with Rayleigh Mode Separation (Karray, 1999), HF: hydraulic fracturing, P: Pressuremeter, C: Correlations, L: Laboratory.							

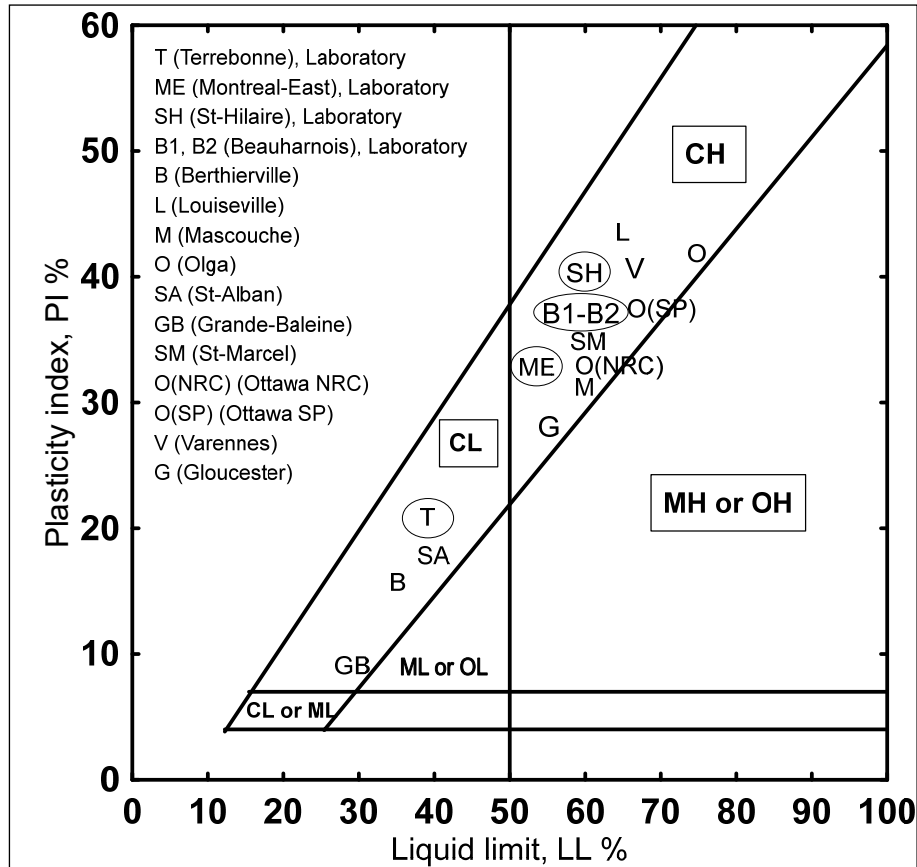


Figure 4.1 Classification of sites according to USCS

4.4 Results and discussion

The correlations presented in tables 4.1 to 4.3 were used to estimate V_s for the 11 deposits of eastern Canadian clays selected from the literature and listed in table 4.4a. The correlations were applied considering the plasticity index limitation established by their authors. For correlations written in terms of E_{max} , the shear modulus, G_{max} , was first calculated using the equation ($G_{max} = E_{max}/2(1 + \nu)$), and then equation (4.1) was used to calculate V_s values. For isotropic, elastic, saturated clays, and assuming no volume change, a Poisson's ratio of 0.5 was considered, according to Bowles (1992) and Santamarina et al. (2001). The correlations were applied with respect to their limitations and the V_s values were then normalized using the following equation (Hardin & Drnevich, 1972):

$$V_{s1} = V_s \left(P_a / \sigma'_v \right)^{0.25} \quad (4.9)$$

where V_{s1} is in m/s and P_a is the reference stress of 100 kPa.

4.4.1 Effect of K_0 on V_{s1} scatter

The coefficient of earth pressure at rest, K_0 , is one of the most difficult parameters to assess in geotechnical engineering. This coefficient is the ratio between σ'_h and σ'_v under restrained lateral deformation (oedometric conditions). The vertical effective stress can be readily calculated. However, the horizontal effective stress is more difficult to determine accurately due to its dependency on soil properties as well as the geological and stress history (Brooker & Ireland, 1965; Mayne & Kulhawy, 1982). Most of the existing correlations include the K_0 parameter. Also, significant variation is observed between K_{0Max} and K_{0Min} values for selected sites (Table 4.4a). In fact, the in situ techniques show K_0 values generally higher than those measured in the laboratory or estimated from empirical correlations. Thus, it is important to calculate the variation on V_{s1} produced by K_0 values and to discuss the effect of this parameter in V_s correlations.

The K_{0Min} and K_{0Max} values (Table 4.4a) for each of the eleven sites considered in this study were used to calculate V_{s1Min} and V_{s1Max} using all the correlations, including σ'_m . Thus, there are two values of V_{s1} for each applied correlation, namely, V_{s1Min} and V_{s1Max} , which correspond respectively to K_{0Min} and K_{0Max} as obtained from Table 4.4a. The analysis shows that the V_{s1Min} varies between 65 and 93 m/s and V_{s1Max} between 133 and 223 m/s for a plasticity index varying between 8 and 43. As an example, the Grande Baleine (GB) results were selected and are presented numerically in Fig. 4.2a. These results indicate that the Kallioglou et al. (1999) correlation gives the lowest V_{s1} values, and that the Hardin & Black (1969) correlation gives the highest V_{s1} values. For simplification, let the $V_{s1Min-K0Min}$ and $V_{s1Min-K0Max}$ values correspond to the minimum V_{s1} obtained by applying K_{0Min} and K_{0Max} , respectively, to the same correlation (Kallioglou et al. (1999) correlation in the case of Grande Baleine, Fig. 4.2a). On the other

hand, the $V_{s1Max-K0Min}$ and $V_{s1Max-K0Max}$ values correspond to the maximum V_{s1} predicted by empirical correlations and calculated for K_{0Min} and K_{0Max} , respectively (Hardin & Black (1969) correlation in the case of Grande Baleine, Fig. 4.2a). The $V_{s1Min-K0Min}$, $V_{s1Min-K0Max}$, $V_{s1Max-K0Min}$, and $V_{s1Max-K0Max}$ values were selected for each investigated site and are compared in Fig. 4.2a.

It can be seen from the Grande Baleine results that ΔV_{s1} values change as a function of the general form of the selected correlation. Indeed, the Kallioglou et al. (1999) correlation presents the lowest ΔV_{s1} value, with a variation of about 19 m/s between $V_{s1Min-K0Max}$ and $V_{s1Min-K0Min}$, while the Hardin & Black (1969) correlation presents the highest ΔV_{s1} variation (31 m/s) between $V_{s1Max-K0Max}$ and $V_{s1Max-K0Min}$. However, the variation obtained from two different correlations is relatively large, even if $V_{s1Max-K0Min} - V_{s1Min-K0Max}$ is considered (e.g., Fig. 4.2a, $\Delta V_{s1} = 80$ m/s in the case of Grande Baleine). It can be concluded that the intensity of ΔV_{s1} variation is not related to the scatter between K_{0Max} and K_{0Min} only, but also to the empirical correlations used for each selected site. This observation is consistent throughout all the analyzed sites (Fig. 4.2a).

4.4.2 V_{s1} scatter without K_0 effect

V_{s1} values were calculated either by using correlations where K_0 was not considered or by considering K_{0Min} in the cases where the correlations are written in terms of σ'_m . Normalization was performed with equation (4.9) by using σ'_v or σ'_m , depending on the stress terms considered in the selected equation. For each site, the V_{s1Min} and V_{s1Max} obtained according to different correlations were evaluated and are plotted in Fig. 4.2b. An important scatter between V_{s1Min} and V_{s1Max} values can be seen in Fig. 4.2b. A value of ΔV_{s1Min} of 57 m/s and ΔV_{s1Max} of 109 m/s was obtained for Louisville (L) and Grande Baleine (GB), respectively.

It is interesting to compare the V_{s1} values estimated based on empirical correlations with those measured in situ using cross-hole and SASW methods. Results of these comparisons are also presented in Fig. 4.2b. For the Mascouche site (M), the $V_{s1In-situ}$ obtained with cross-hole is similar to the V_{s1Max} . However, for the Berthierville (B) and Saint-Alban (SA) sites, the V_{s1In-}

situ values are well located between V_{s1Min} and V_{s1Max} . The $V_{s1In-situ}$ value is greater than V_{s1Max} for the Louisville site. In fact, no clear tendency is observed when the in situ V_{s1} values are compared to those estimated based on published correlations (Fig. 4.2b).

The discrepancy in results presented in Fig. 4.2b may be attributed to the effects of sample disturbance (sampling and stress relief), which make laboratory conditions substantially different from in situ conditions, and therefore affect the laboratory results. Also, it is recognized that most published correlations have been established based on laboratory experiments performed using piezoelectric transducers and numerous researchers point to difficulties in the interpretation of bender elements results. These difficulties include near-field effects (Brignoli et al., 1996; Kawagushi et al., 2001), interference of waves at the boundaries as well as mixed radiation of compression and shear waves (Arulnathan et al., 1998; Lee & Santamarina, 2005). In fact, there is no consensus in the literature on how to interpret bender elements tests and these difficulties affect the signal interpretation process and therefore the results of V_s (Karray et al., 2015).

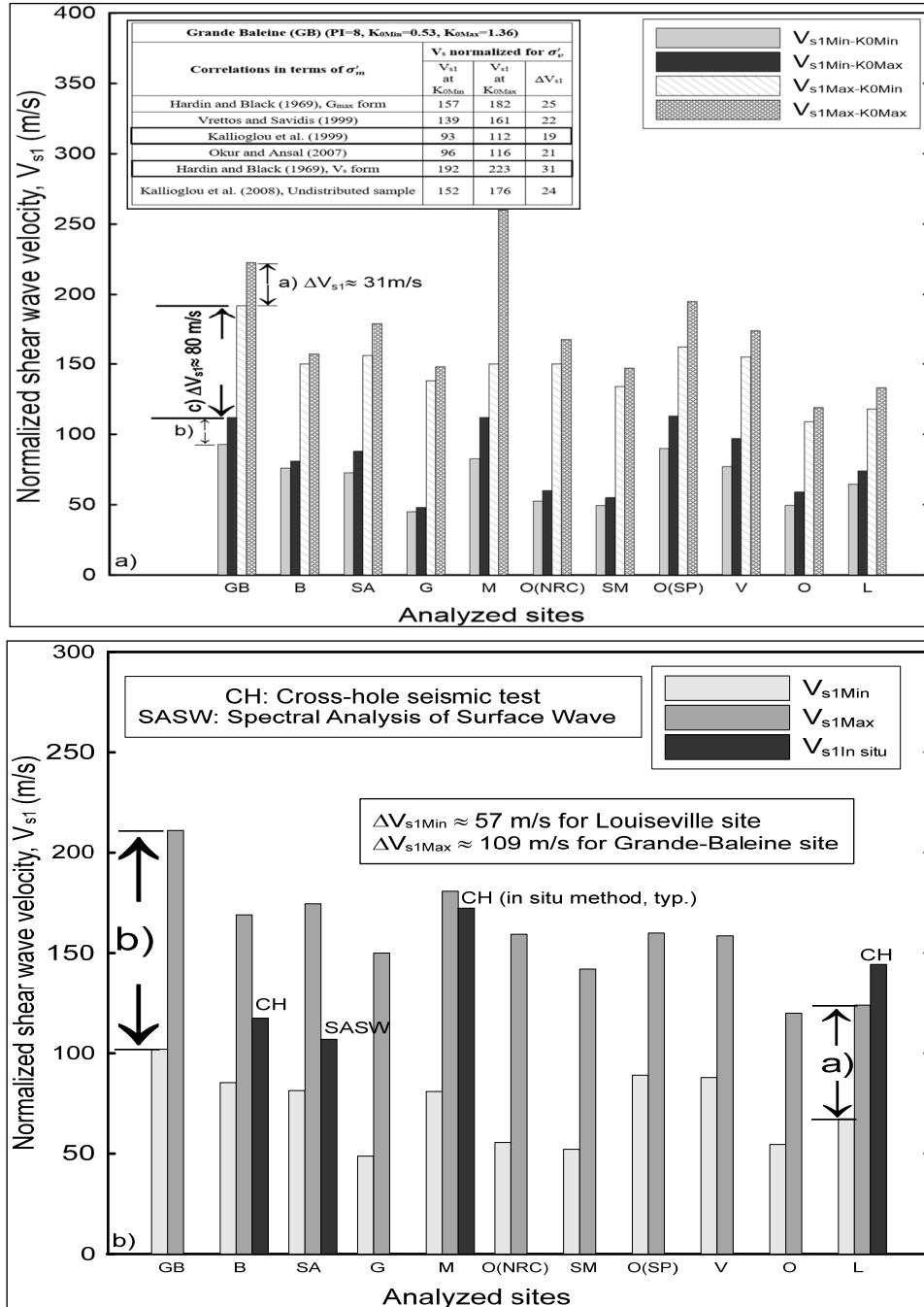


Figure 4.2 a) V_{s1Min} , V_{s1Max} values calculated at K_{0Min} and K_{0Max} respectively b) $V_{s1In situ}$ values and those predicted by empirical correlations without K_0 effect

4.4.3 Variation of V_{s1} according to PI

For a given clay deposit, it is useful to estimate the expected range of V_{s1} values calculated based on published correlations according to the plasticity index. Figures 4.3a to 4.3f show V_{s1} values predicted by different general forms of correlations presented in section 4.2 as a function of PI. As illustrated in Figs. 4.3, there is a general trend indicating that V_{s1} decreases with increasing PI of investigated sites.

The plasticity index is related to the physical properties of clays, namely its mineralogy and its grain size distribution (Mitchell & Soga, 2005). Also, PI influences the dynamic characteristics of clays as reported by Kagawa (1982), Okur & Ansal (2007), and Kallioglou et al. (2008). In fact, clays with high plasticity typically have a greater void ratio which, in turns translates to a decrease in V_{s1} , all other things being equal. The lower and upper bounds of V_{s1} with 95% confidence interval (CI95) are plotted in Figs. 4.3 for each general form of correlations. These bounds indicate the variation between maximum and minimum normalized shear wave velocities ($\Delta V_{s1} = V_{s1Max} - V_{s1Min}$) obtained for the whole range of plasticity index.

It can be noted from Figs. 4.3 that the variation, ΔV_{s1} calculated for each general form of correlation is between 31 and 63 m/s. Also, the different variations obtained in Figs 4.3a, 4.3c, 4.3d, 4.3e and 4.3f are close to each other. However, the highest ΔV_{s1} (63 m/s) is obtained for correlations written in terms of V_s and including the geotechnical properties, e , σ'_m and OCR as shown in Fig. 4.3b. This dispersion between V_{s1} is a consequence of the different $F(e)$ included in these correlations (Fig. 4.3b), the other terms being similar.

4.4.4 Variation of V_{s1} according to e_0

The application of published correlations with respect to PI show that the variation between the upper and lower bounds of V_{s1} is mainly due to the various forms of void ratio functions included in these correlations (Tables 4.1 and 4.2). V_{s1} values calculated using different general

forms of correlations are plotted in Fig. 4.4 as a function of the void ratio, including the lower and upper bounds of V_{s1} with a 95% confidence interval. As can be seen in Fig. 4.4, V_{s1} values decrease with increasing void ratio values. ΔV_{s1} is between 20 and 50 m/s for the 1.3 to 2.22 void ratio range. It is worth mentioning here that the highest variation ($\Delta V_{s1} = 50$ m/s) in Fig. 4.4d is obtained by empirical correlations of general form $G_{max} = F(e) F(PI) \sigma_m'^n$. This variation results not only from the void ratio functions, $F(e)$, but is also a consequence of the plasticity index functions, $F(PI)$ included in these correlations. However, the lowest ΔV_{s1} (20 m/s) is observed in Fig. 4.4e, where the correlations are written in terms of void ratio and vertical effective stress.

The range of ΔV_{s1} examined with respect to PI or e is significant even when considering only the correlations with the same general form. Depending on the correlation considered herein and for the selected Canadian sites, considering a CI95, one can expect a variation exceeding 60 m/s in estimating V_{s1} for the same soil characteristics. An inaccuracy of about 60 m/s for estimating V_{s1} implies that it is not suitable to use such correlations to establish a shear wave velocity profile. In fact, the selected correlations used in this study were not established for Eastern Canadian clay, except the Kim & Novak (1981) correlation which was established for Ontario clay. It appears clear that the use of these correlations is not a good option. Therefore, an experimental program was undertaken to establish correlations for Eastern Canadian clay based on laboratory measurements of V_s .

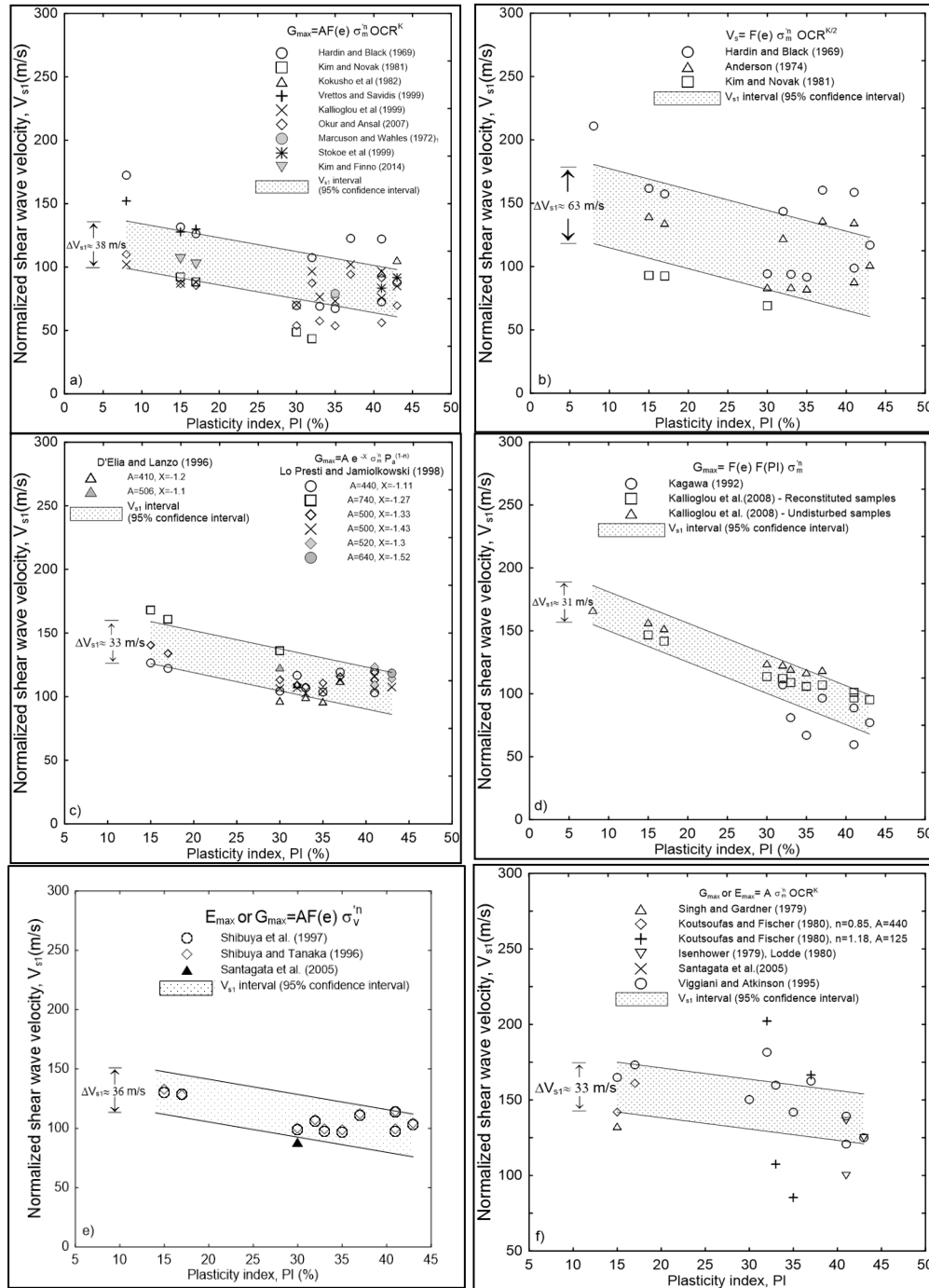


Figure 4.3 V_{s1} -PI values predicted by different general forms

of correlations: a) $G_{max} = AF(e) \sigma_m^m OCR^K$; b) $V_s = F(e) OCR^{K/2} \sigma_m^m$;

c) $G_{max} = AF(e) \sigma_m^m P_a^{1-n}$; d) $G_{max} = F(e) F(PI) \sigma_m^m$;

e) E_{max} ou $G_{max} = AF(e) \sigma_v^n$; f) G_{max} or $E_{max} = A \sigma_m^m OCR^K$

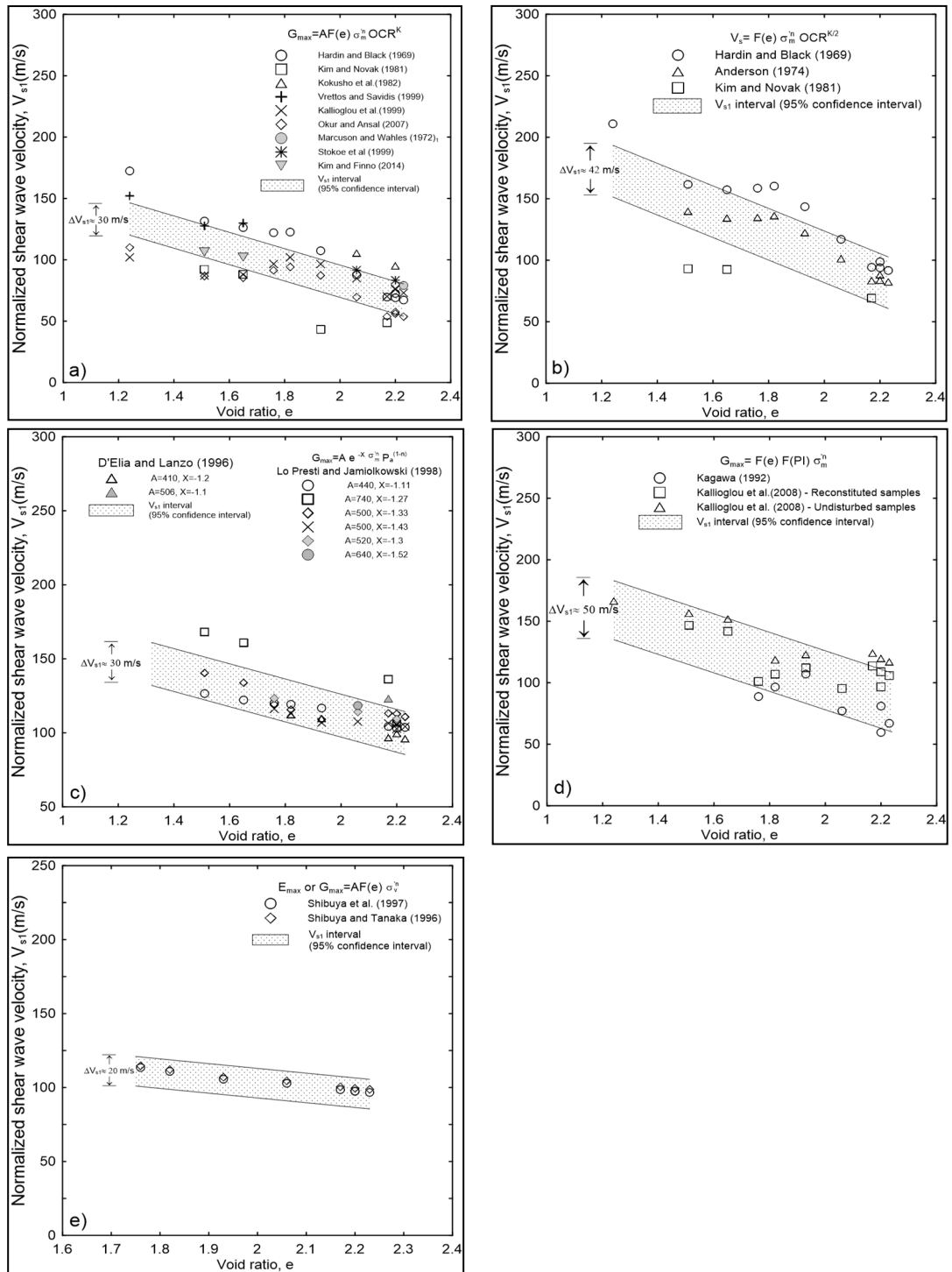


Figure 4.4 V_{s1} - e values predicted by different general forms of correlations

a) $G_{max} = AF(e) \sigma_m^n OCR^K$; b) $V_s = F(e) OCR^{K/2} \sigma_m^n$; c) $G_{max} = AF(e) \sigma_m^n P_a^{1-n}$;
 d) $G_{max} = F(e) F(PI) \sigma_m^n$; e) E_{max} ou $G_{max} = AF(e) \sigma_v^n$

4.5 Experimental program

4.5.1 Piezoelectric Ring-Actuator Technique (P-RAT)

The piezoelectric ring-actuator technique, P-RAT, can easily be installed in most conventional geotechnical devices, such as triaxial and oedometer cells. P-RAT has successfully been used in many geotechnical laboratories (UdeS and ÉTS) to measure the V_s of different geomaterials (Karray et al. 2015). Three oedometer cells were developed for measuring V_s using P-RAT. The small cell of tested specimen (63 mm in diameter, D and 19 mm in height, H) is used to measure the V_s of cohesive soils (Elbeggo et al. 2019), while the medium (D=100 mm, H=33 mm) and large (D=282 mm, H=90 mm) cells are used to measure the V_s in granular materials (Karray et al. 2015) and rock fill (Karray and Wali 2013), respectively. The piezoelectric sensors incorporated in these cells produce enough vibration allowing the shear wave to propagate throughout the whole of specimen.

The P-RAT setup consists of two sensors respectively acting as an emitter and a receiver of shear waves. Each sensor is a piezoelectric ring element protected by a layer of epoxy to make it waterproof and enclosing a porous stone (15 mm in diameter and 6.3 mm in height). The piezoelectric rings used in this study have an outer diameter, OD of 19 mm, an inner diameter, ID of 16 mm and a height, H of 3.5 mm (Fig. 4.5a). Shielded wires are welded to both faces of the piezoelectric ring for transmitting the voltage pulses with different signal forms and durations. These sensors are installed in the base and top platens of an oedometer cell, as shown in Figs. 4.5c and 4.5d, respectively.

The measurement of V_s using P-RAT requires a signal generator, an oscilloscope and an amplifier. The procedure involves the application of an electric wave using a waveform generator. This wave is amplified using a power amplifier before reaching the piezoelectric emitter, which deforms radially to produce the desired shear wave that will propagate inside the clay sample before reaching the receiver connected to the oscilloscope. The devices (signal generator and oscilloscope) are connected to a computer for recording data, including

transmitted and received signals, which are then used in determining the V_s through signal processing.

4.5.2 Tested soils

The experimental program was carried out on samples from four Champlain Sea Clay sites: Terrebonne, Montreal East, Beauharnois and St-Hilaire, all located in Quebec.

The Beauharnois site is located 50 km south of Montreal. Block samples of 20 cm diameter and 34 cm height were taken using a high-quality Laval sampler (La Rochelle et al. 1981). The natural water content ranges from 74 to 86% and the plasticity index varies between 35 and 46. This deposit has a clay content varying between 70 and 80%.

The St-Hilaire site is located near Mont St-Hilaire in the St. Lawrence Valley. Block samples of 30 cm diameter and 40 cm height were extracted using a Sherbrooke clay sampler (Lefebvre and Poulin 1979). This deposit is homogeneous, with a natural water content ranging between 69% and 84%, a plasticity index of about 40 and an overconsolidation ratio varying between 1.1 and 2. The percentage of fine particles ($< 2 \mu\text{m}$) is approximately 75%.

The Montreal East site is located in the eastern part of Montreal, and is home to a water treatment plant. Shelby tubes were used to obtain samples of 7.5 cm in diameter and 90 cm in length. This site is characterized by a natural water content of 62% and a plasticity index ranging between 32 and 40. The deposit has a clay content of approximately 65% and an overconsolidation ratio varying between 2.3 and 3.3.

The Terrebonne site, located about 60 km north of Montreal, is characterized by a silty clay of stiff consistency. Shelby sampling tubes were used to obtain samples of 7.5 cm in diameter and 90 cm in length. Terrebonne clay has water content, liquid and plastic limit values of 44%, 39 and 18, respectively. The deposit is overconsolidated, with an OCR of about 3.3, and has a 36% clay content.

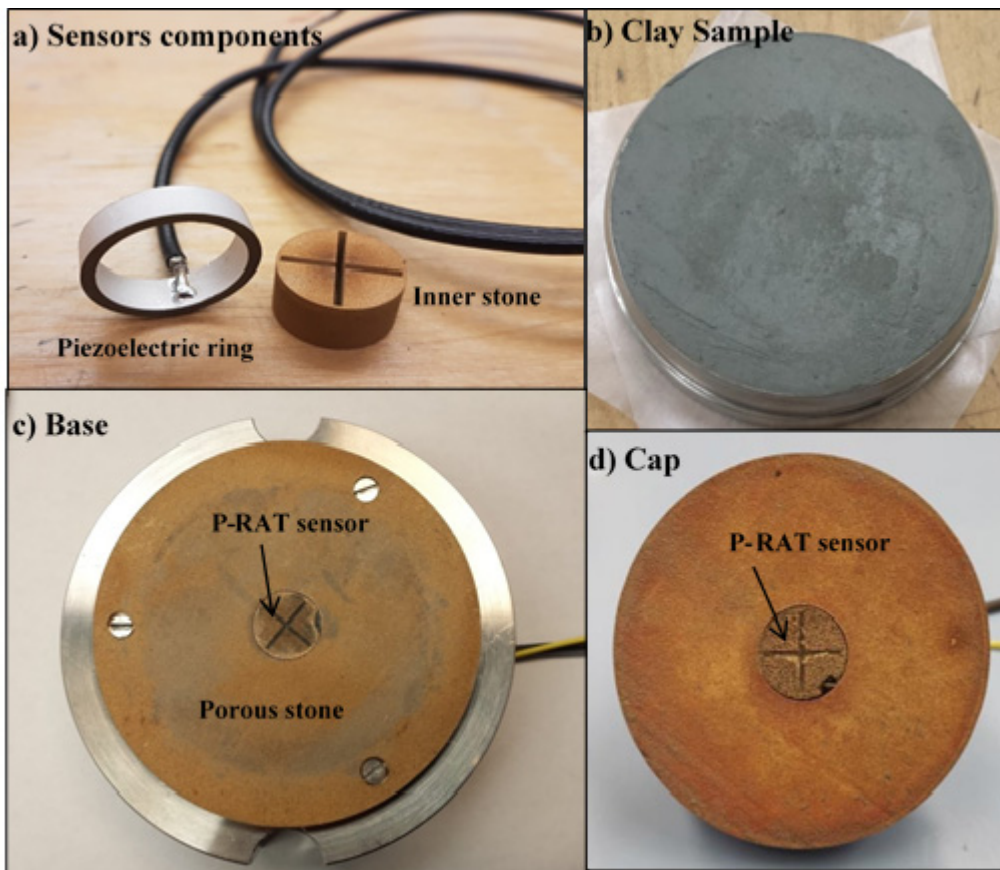


Figure 4.5 Examples of the P-RAT setup:
 a) sensors components; b) clay sample;
 c) and d) base and cap of oedometer cell respectively

4.5.3 Testing results

Laboratory experiments were performed on five samples of these deposits: two samples for the Beauharnois site and one sample each for the Terrebonne, Montreal East, and St-Hilaire sites. The sample quality was assessed using the criteria developed by Lunne et al. (2006). These authors proposed to use the ratio $\Delta e/e_0$, which is a function of the overconsolidation ratio, to evaluate the sample disturbance, where Δe is the change of void ratio during consolidation to in situ effective vertical stress, σ'_{v0} and initial void ratio, e_0 . The ratios $\Delta e/e_0$ are 0.001, 0.005, 0.024, 0.026 and 0.028 for the Beauharnois (B1), Beauharnois (B2), St-Hilaire, Montreal East and Terrebonne samples, respectively. According to the criteria proposed by Lunne et al.

(2006) to evaluate the sample quality, Beauharnois and St-Hilaire samples are characterized as very good to excellent quality. However, Montreal East and Terrebonne samples can be characterized as good to fair quality.

V_s measurements using P-RAT incorporated in consolidation apparatuses were performed at ÉTS laboratories for five samples of Champlain Sea clays. V_s values were measured after each increment of applied vertical effective stress by transmitting signals with different shapes and input frequency. The signals received at the other end of the specimen were then processed using the P-RAT interpretation method (Karray 2008; Karray et al. 2015). Typical consolidation curves of the tested specimens are presented in Figs. 4.6a-1, 4.6a-2, and 4.6a-3. The shear wave velocity is a function of inter-particle contacts and the clay structure behavior. Thus, V_s is a function of effective vertical stress, stress history (OCR) and structure. Consolidation curves in terms of V_s versus $\log \sigma'_v$ are presented in Figs. 4.6b-1, 4.6b-2, and 4.6b-3. As illustrated in these figures, the $V_s - \log \sigma'_v$ plots are practically bilinear curves and their intersection point corresponds to the pre-consolidation pressure, σ'_p . The $V_s - \log \sigma'_v$ curves can be used with minimal interpretation to identify the clay behavior in the consolidation test.

V_s values obtained experimentally were normalized with respect to the applied effective vertical stress, σ'_v , yielding V_{s1} . Values of the latter were then normalized with respect to their overconsolidation ratios, OCR, to obtain the ratio $V_{s1} / \text{OCR}^{K/2}$. The exponent $K/2$, which is the slope of the $V_s - \log \sigma'_v$ curve at low vertical effective stress, varies between 0.1 and 0.2 for tested specimens. The ratios $V_{s1} / \text{OCR}^{K/2}$ are plotted as a function of the void ratio in Fig. 4.7. This figure shows that the ratio $V_{s1} / \text{OCR}^{K/2}$ increases when the void ratio decreases. Moreover, the term $V_{s1} / \text{OCR}^{K/2}$ depends clearly on the clay plasticity. In fact, the ratio $V_{s1} / \text{OCR}^{K/2}$ increases with a decrease in PI of the studied sites. It should be noted that the values of $K/2$ are obtained by an iterative process that allows a good correlation between the normalized shear wave velocities in the normally consolidated domain and those in the overconsolidated domain.

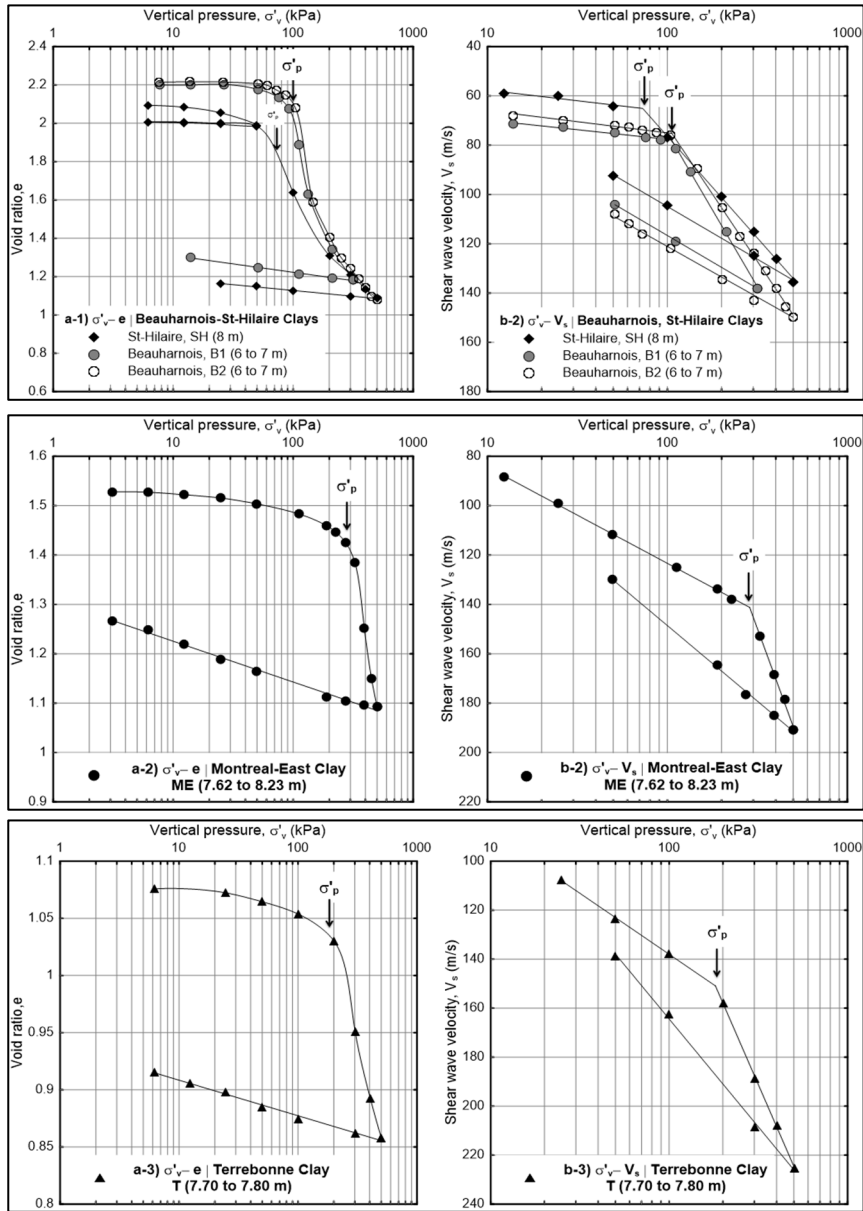


Figure 4.6 Consolidation test results in terms of:
 a) void ratio and b) shear wave velocity for St-Hilaire,
 b) Beauharnois, Montreal-East and Terrebonne sites

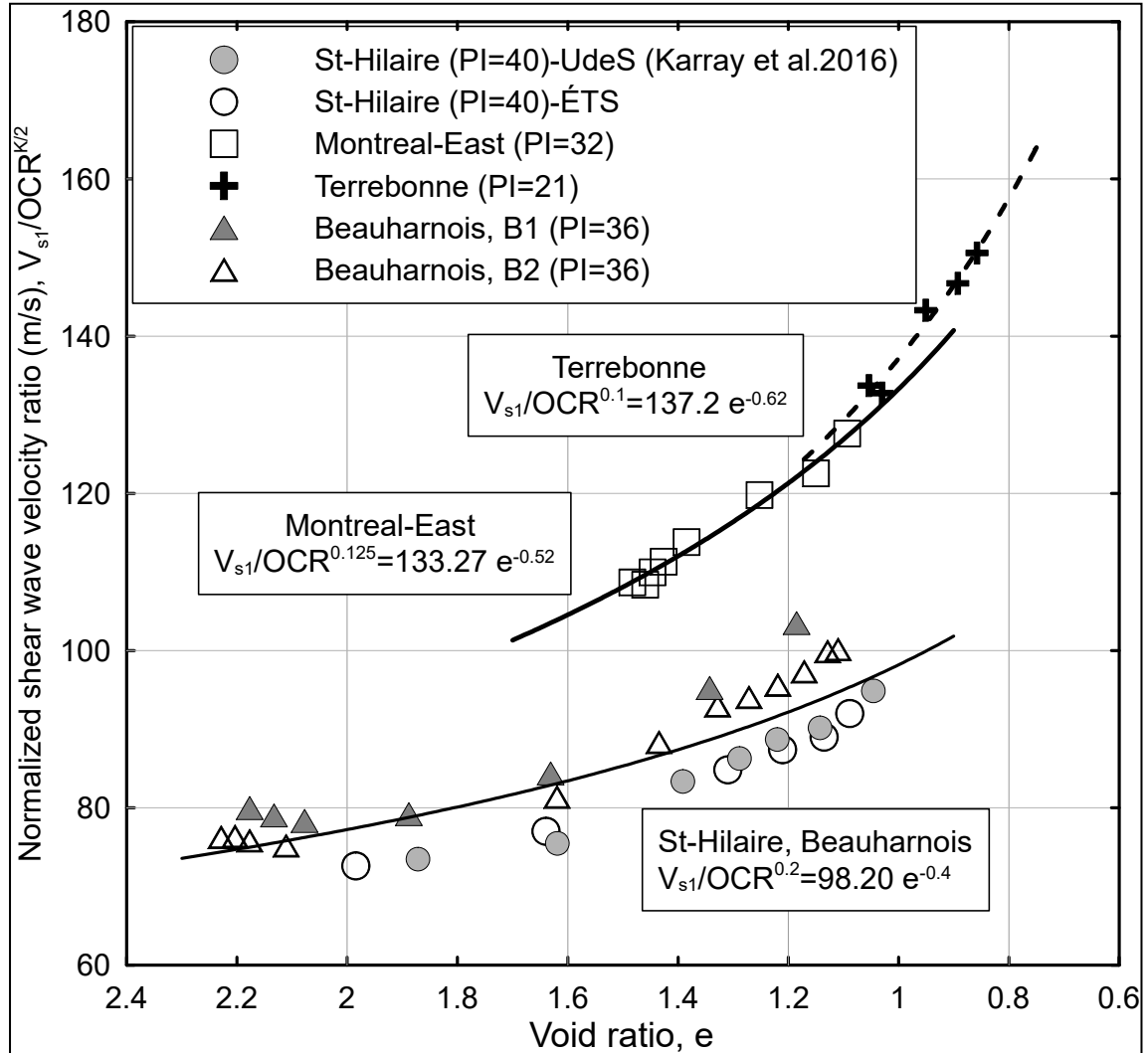


Figure 4.7 Normalized shear wave velocity as a function of void ratio for St-Hilaire, Beauharnois Montreal-East, and Terrebonne sites

The curves plotted in Fig. 4.7 and other results also obtained by P-RAT on the St-Hilaire Site (Karray et al. 2016) suggest three correlations between V_{s1} , e and OCR for experimental sites. These correlations are to be verified based on a more extensive laboratory program, but for now, may be written as follows:

$$V_{s1} = 98.20 e^{-0.4OCR^{0.2}} \quad (\text{St-Hilaire and Beauharnois clays}) \quad (4.10)$$

$$V_{s1} = 133.27 e^{-0.52OCR^{0.125}} \quad (\text{Montreal-East clay}) \quad (4.11)$$

$$V_{s1} = 137.2 e^{-0.62OCR^{0.1}} \quad (\text{Terrebonne clay}) \quad (4.12)$$

It is worth mentioning that the St-Hilaire and Beauharnois specimens have similar geotechnical properties, thus their experimental results can be combined to establish one general correlation (Fig. 4.7). However, for Terrebonne and Montreal East specimens, which belong to low (CL) and high plasticity (CH) clays, respectively, one correlation has been proposed for each of them.

4.5.4 Sample quality Based on V_s laboratory measurements

The sample quality has a significant impact on the accuracy of laboratory measurements and the assessment of tested samples quality reveals the effects of sample disturbance on laboratory results. The tested samples are generally characterized as of good quality according to the criteria developed by Lunne et al. (2006). However, the effects of sampling disturbance cannot be completely avoided and the results at low strain levels are affected. Thus, the $V_s - \log \sigma'_v$ curves in the overconsolidated range are also affected by the sampling disturbance (Figs. 4.6b-1, 4.6b-2, and 4.6b-3).

Laboratory tests are usually performed on relatively small samples assumed to be representative of a large volume of soil. However, the accuracy of laboratory measurements depends on the ability of laboratory tests to reproduce the initial in situ conditions. Some of these in situ conditions, such as the void ratio and stress conditions, can be recreated in a laboratory tested specimen, while other factors such as the soil fabric or structure, age and cementation, cannot (Kramer 1996; L'Heureux and Long 2016). Major sources of sample disturbance include the sampling technique used and stress relief. The latter is the change of the stress state from anisotropic in the ground to isotropic at the surface. The sampling disturbance may be minimized with a special sampling method such as the Sherbrooke block sampling. However, the effect of stress relief on the sample quality is unavoidable, even though

it can be reduced (Amundsen et al. 2017). Therefore, the accuracy of laboratory results is somewhat affected by the sample disturbance, while high-quality undisturbed samples are often required for laboratory tests (Clayton 2011; Duan et al. 2019).

Alternatively, Karray (2020) demonstrated, based on large number of tests, that the coefficient $K/2$ is mainly related to the degree of disturbance. Thus, for a sample of perfect quality (intact), the coefficient ($K/2$) is equal to 0.25, while a completely disturbed sample will have a coefficient close to 0, as in the case of normally consolidated clay. Based on this finding, it is possible to correct the coefficient $K/2$ obtained in the laboratory by a value of 0.25 and thus to calculate a more realistic value of V_s , which must theoretically be close to the V_s of an intact clay.

The P-RAT results presented in Figs. 4.6b-1, 4.6b-2 and 4.6b-3 indicate a small increase in V_s with the applied effective stress in the overconsolidated range. This increasing rate of V_s depends mainly on the quality of the sample. For example, the increasing rate in the cases of Beauharnois and St-Hilaire (Fig. 4.6b-1) is relatively small as compared to the increasing V_s rate in the cases of Montreal East (Fig. 4.6b-2) and Terrebonne (Fig. 4.6b-3). It should be recalled that the Beauharnois and St-Hilaire specimens were sampled using large diameter samplers, while those of Montreal East and Terrebonne were obtained from Shelby tubes. For the normally consolidated range, a significant increase is observed in the slope of the $V_s - \log \sigma'_v$ curves.

The ratio $V_s / AF(e)$ is plotted as a function of OCR in Fig. 4.8a for all the tested specimens. As can be seen in Fig. 4.8a, in the normally consolidated range, where the clay structure was altered, the $V_s / AF(e)$ increases linearly with the increase of OCR in the semi-logarithmic scale. However, in the overconsolidated range, the $V_s / AF(e)$ undergoes a much smaller increase, with a different ratio from one sample to another. However, it is clear that the rate of increase is smaller for clays sampled using large samplers (St-Hilaire and Beauharnois), which is in line with the observation of Karray (2020), who suggests that the rate of increase is related to the

degree of disturbance ($K/2$). Thus, the effect of disturbance can be considered in the calculation of V_s by considering a value of $K/2$ equal to 0.25.

It is generally recognized that block samples yield the best quality undisturbed samples in cohesive soils. However, even in block samples, it is difficult to completely eliminate the effects of sample disturbance. In fact, the stress relief effect cannot be avoided and its impact depends on the sampling depth and soil properties, as in the cases of St-Hilaire and Beauharnois. In the cases of Montreal East and Terrebonne, the effects of the sampling technique and stress relief are combined and thus their V_s laboratory measures are more affected by sample disturbance (Fig. 4.8a). Therefore, high-quality undisturbed samples in cohesive soils are required to minimize the sample disturbance effects and obtain more accurate laboratory V_s measurements.

On the other hand, one of the advantages of P-RAT is that the sensors do not penetrate and disturb the specimen, and thus, preserving substantially, the characteristics of undisturbed sample. Moreover, the direct contact between the specimen and the P-RAT sensors offers a greater distance between the emitter and receiver and consequently minimizes the energy of the compression waves and the reflection of the superfluous waves (Karray et al. 2015). It therefore allows the production of essentially pure shear waves. These features improve the quality of signals, and thus, the accuracy of V_s laboratory results.

4.5.5 Exponent of σ'_v based on V_s measurements

Shear wave velocity follows a power correlation with effective vertical stress as reported in the literature (Santamarina et al., 2001):

$$V_s = a (\sigma'_v)^n \quad (4.13)$$

where constant a and n are material constants depending on the type of soil and the contacts between the particles at different applied effective vertical stresses.

Previous studies performed on different types of clay show that the exponent n is equal to 0.5 for correlations written in terms of G_{max} and including the void ratio function (Table 4.1). This exponent n is equal to 0.25 if the correlation is written in terms of V_s . Other laboratory studies based on different clays found higher values of n . These values fall in the 0.6 to 1 range for correlations written in terms of G_{max} (Weiler 1988; Viggiani and Atkinson 1995) (Table 4.3). The scatter in n values may be attributed to the void ratio function, which is not taken into account in the analysis. Hence, it seems there is a need to estimate the exponent n based on V_s measurements performed by P-RAT on Champlain Sea clays. Figure 4.8a indicates that in the normally consolidated range, the $V_s / AF(e)$ curves have similar slopes regardless of the clay plasticity. However, in the overconsolidated range, the slope of $V_s / AF(e)$ curves is less pronounced, and is affected by sampling disturbance. The exponent n can be determined by statistical regression of the experimental data presented in Figs. 4.8b and 8c for overconsolidated and normally consolidated ranges, respectively. In these figures, the ratio $V_s/AF(e)*OCR^{K/2}$ was plotted as a function of applied vertical effective stress, σ'_v , both in logarithmic scale. In the normally consolidated and overconsolidated ranges, the exponent values are 0.25 with coefficients of correlations, R^2 of 0.99 (Figs. 4.8b and 4.8c). These results are consistent with those reported by many researchers, such as Hardin and Black (1969) as well as Kim and Novak (1981). This generally accepted value of n appears to be applicable to Champlain Sea clays based on the laboratory tests reported here.

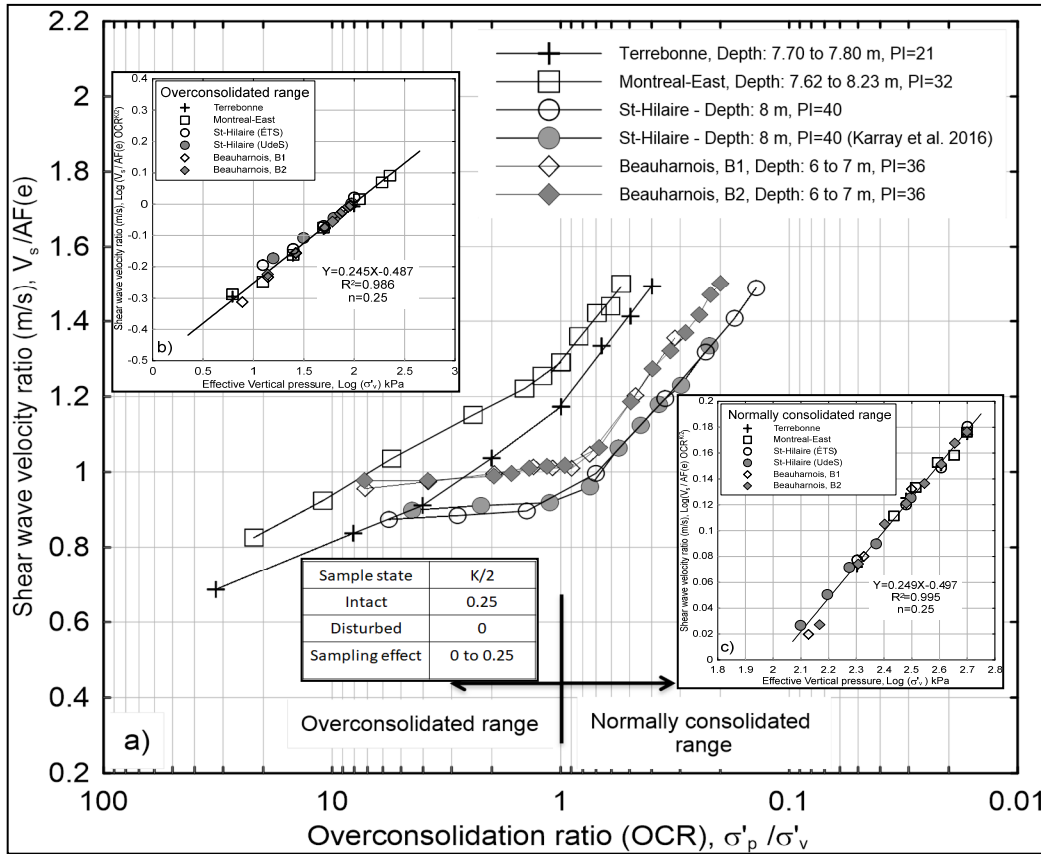


Figure 4.8 a) Shear wave velocity ratio $V_s/AF(e)$ as a function of OCR, b) and c) $V_s/AF(e) OCR^{K/2}$ as a function of $\text{Log}(\sigma'_v)$ for overconsolidated and normally consolidated ranges

4.5.6 Validation of St-Hilaire and Beauharnois correlations based on field data

The applicability of the general correlation of St-Hilaire and Beauharnois was assessed by comparing V_s values obtained from field measurements with those predicted by the suggested general correlation, Eq. (4.10). In situ shear wave velocity profiles determined by the MMASW technique for St-Hilaire and Beauharnois deposits are presented in Figs. 4.9a and 4.9b, respectively. Details of the MMASW procedures are presented by Karray (1999) and Karray et al. (2010). For this analysis, two profiles of in situ V_s are used for St-Hilaire clay (Fig. 4.9a) and three for Beauharnois clay (Fig. 4.9b).

The P-RAT correlation is only applied to depths for which samples were extracted and tested in the laboratory. Correlation 10 with a coefficient $K/2$ equal to 0.25 is used to calculate the V_{sl} values, which were then transformed into V_s values using Eq. (4.9). The measured and corrected V_s values predicted based on P-RAT correlations are compared to in situ V_s profiles in Figs. 4.9a and 4.9b. For St-Hilaire clay, the corrected V_s value predicted by the P-RAT correlation is quite close to that of the MMASW profiles (Fig. 4.9a). Also, a relatively good agreement between V_s P-RAT correlation values and those measured in the field (MMASW1 and MMASW2) is observed in the case of Beauharnois (Fig. 4.9b). It is noteworthy that the boring from which the clay samples were taken for V_s laboratory testing is very close to MMASW2 in the case of St-Hilaire and about 6 m from MMASW1 and more than 25 m from MMASW3 in the case of Beauharnois.

The comparison between the field and the laboratory data demonstrates fairly precise shear wave velocity profiles can be established using consolidation tests with shear velocity measurements. However, one should be wary about using any correlation established on different clays for the interpretation or exploitation of data measured in the field. It is more prudent to carry out specific V_s measurements during consolidation tests to allow correct use of the field data beyond the conditions at the time of field tests.

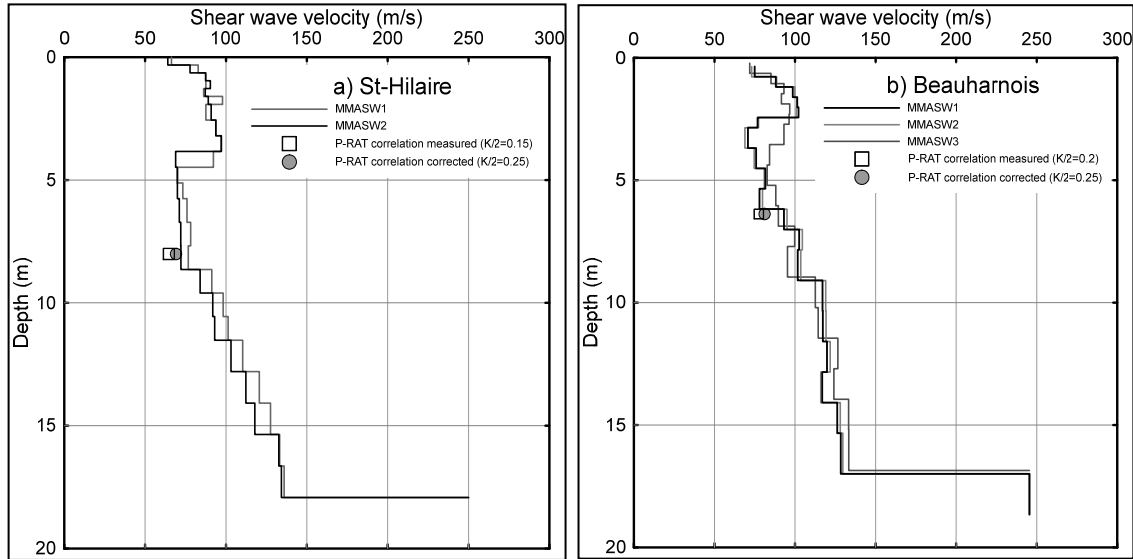


Figure 4.9 Comparison between in situ shear wave velocity results and those predicted by P-RAT correlations for St-Hilaire and Beauharnois sites

4.6 Conclusions

This paper examines the range of V_{sl} values calculated based on existing correlations when applied to eastern Canadian clay deposits. It also suggests new correlations for low and high plasticity Champlain Sea clays. The following observations were drawn from the analysis, considering fifteen eastern Canadian clay sites:

1. There is a significant scatter in V_{sl} values predicted by different correlations proposed in the literature. The choice of correlation has a greater impact on the predicted V_{sl} than the K_0 value considered in the correlation.

2. The range of variation ($\Delta V_{sl} = V_{slMax} - V_{slMin}$) obtained from empirical correlations according to the plasticity index and void ratio of the selected sites is mainly influenced by the void ratio function, $AF(e)$, included in these correlations.

3. Specific correlations between V_{sl} with overconsolidation and void ratios were established based on V_s laboratory measurements using the piezoelectric ring actuator technique, P-RAT, incorporated in consolidation cells. The most common value of the

effective vertical stress exponent ($n=0.25$) corresponds to that obtained from the V_s measurements on Champlain Sea clays.

4. Laboratory V_s results are mainly affected by sample disturbance and high-quality undisturbed samples are required for laboratory tests. V_s values obtained using P-RAT can be used to assess and correct the effects of sample disturbance.

5. The applicability of the suggested correlations, including the disturbance correction, has been assessed by comparing empirical V_s values predicted based on P-RAT correlations with those measured in situ by multi-modal analysis of surface waves. The results show good agreement and demonstrate the applicability of using new correlations to predict V_s values for Champlain Sea clay.

6. The application of existing correlations shows an important scatter between V_{s1Max} and V_{s1Min} (≈ 60 to 100 m/s) predicted by different forms of correlations and even by correlations which have the same general form (≈ 20 to 60 m/s). Therefore, the applicability of existing laboratory correlations has been questioned and more V_s measurements in eastern Canadian clays are required to establish correlations that will yield V_s values with greater accuracy and that are readily applicable.

7. This study showed just how much the choice of existing laboratory correlations is critical, as is the reliability of V_s measurements on which they are based. It is more practical to carry out specific V_s measurements during consolidation, which is easy to do nowadays, to be able to suitably use in situ data beyond the current conditions at the time of field tests. The laboratory measurement can also be used as an interpretation key and as an additional alternative to ensure the quality of in situ V_s measurements.

CHAPITRE 5

ASSESSMENT OF EXISTING V_{s-LAB} CORRELATIONS REGARDING EASTERN CANADIAN CLAYS

Dania Elbeggo^a; Yannic Ethier^b; Mourad Karray^c and Jean-Sébastien Dubé^d

^{a, b, d} Department of Construction Engineering, École de technologie supérieure,
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada, H3C 1K3

^c Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke,
2500 Boulevard de l'Université, Sherbrooke, Québec, Canada, J1K 2R1

Cet article a été accepté pour la publication dans la revue Soil Dynamics and Earthquake Engineering le 14 octobre 2022.

Abstract

Small strain shear modulus, G_{max} , is an important parameter for characterizing the seismic response of deposits to dynamic loading. The parameter is related to shear wave velocity ($G_{max}=\rho V_s^2$) only via the soil density. Existing V_s correlations established in the laboratory have been compiled in this paper and grouped into different general forms. Laboratory V_s measurements using the piezoelectric ring actuator technique, P-RAT, incorporated in conventional oedometer cells, were performed for six Eastern Canadian clay deposits. Specific correlations were established between normalized shear wave velocities, V_{s1} , with the overconsolidation (OCR) and void ratios (e). The paper examines the applicability of existing correlations by comparing V_{s1} values obtained from P-RAT correlations to those predicted by published laboratory correlations. While several correlations can be used to predict V_s for Eastern Canadian clay, the applicability of other correlations has however been questioned. The analysis reveals the importance of considering the effect of the percentage of fine particles ($<2\mu m$). This effect changes the void ratio variation range, which in turn has a significant impact on V_s values. Furthermore, two general correlations are suggested based on P-RAT results and considering the clay content of analyzed sites. These general correlations can be readily used to estimate V_{s1} values for low and high plasticity clay.

Key words: shear-wave velocity, V_s , correlations, Eastern Canadian clay, piezoelectric ring actuator technique, P-RAT.

5.1 Introduction

The small strain shear modulus, G_{max} , or shear wave velocity, V_s , is one of the parameters required in seismic ground response analysis. The parameter provides valuable information for analysis and design in geotechnical engineering (Burland, 1989; Atkinson and Sallfors, 1991; Atkinson, 2000). Moreover, several studies (Burland 1990; Santamarina et al., 2001; Clayton, 2011, etc.) consider V_s as a mechanical geotechnical parameter characterizing the behavior of geomaterials in very small strain ranges ($\gamma < 10^{-3}\%$). In fact, an elastic shear wave propagated through a medium can be used to characterize this medium without altering it (Lee et al., 2008), and its velocity is linked to small strain moduli by the relationship (Richart et al., 1970):

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (5.1)$$

where ρ is the mass density of the soil and V_s is the shear wave velocity, with a consistent set of units.

V_s can be assessed in the field under existing conditions or in the laboratory under controlled conditions (Hussien and Karray, 2016). In situ techniques measure the response of soil under real conditions, which cannot be easily controlled or varied. However, laboratory tests allow to observe the behavior of soil under conditions other than those existing in situ (Elbeggo et al., 2021). Several geophysical methods, such as the seismic cone penetration test (SCPT) (Sully, 1991) and the surface waves (spectral analysis of surface waves (SASW) and multi-modal analysis of surface waves (MMASW) methods (Lefebvre et al., 1994; Karray, 2010; Karray et al., 2011), have been used to measure V_s in situ.

Shear wave velocity can be measured in the laboratory using a resonant column device (RC) (Hardin and Black, 1968; ASTM 2008c) or piezoelectric bender elements (BE), which can be installed in most conventional geotechnical apparatuses, such as the resonant column (Dyvik and Madshus, 1985; Camacho-Tauta et al., 2017), the consolidation cell (Kawaguchi et al., 2001; Comina et al., 2008; Szilvagyı et al., 2016; Ayala et al., 2017) and the triaxial device (Blewett et al., 2000). Numerous studies, however, have reported difficulties associated with bender element tests and variations in V_s values obtained by the different interpretation methods. Common difficulties reported in the literature are near-field effects (Meyer and Pender, 1995; Kawagushi et al., 2001; Wang et al., 2007), the uncertain detection of the shear wave first arrival time (e.g., Lee and Santamarina, 2005; Ethier, 2009), boundary effects, and a mix of both primary (P) and shear (S) waves (Arulnathan et al., 1998; Lee and Santamarina, 2005).

The piezoelectric ring-actuator technique, P-RAT, has been developed and improved over the last 16 years at the University of Sherbrooke (UdeS) to minimize/overcome the difficulties associated with bender elements tests (Gamal El Dean, 2007; Ethier, 2009; Karray et al., 2015; Mhenni et al., 2015; Karray et al., 2019). P-RAT can be considered as an alternative means for V_s laboratory measurements and offers many advantages over other techniques (Karray et al., 2015). The technique minimizes the energy of compression waves and can generate shear waves that propagate through the soil sample in a pattern approaching a perfect shear. Also, P-RAT offers the ability to install sensors without penetrating the soil specimen and altering its geotechnical properties. This characteristic minimizes the reflection of waves and allows testing different types of soils (Karray et al., 2015).

A relatively abundant number of empirical correlations have been proposed in the literature to estimate G_{max} or V_s for cohesive soils. These correlations are established based on dynamic laboratory tests of V_s measurements, such as the resonant column (Hardin and Black, 1969; Kim and Novak, 1981; Kallioglou et al., 1999) and bender elements (Shibuya and Tanaka, 1996; Shibuya et al., 1997; Kim and Finno, 2014). A summary of thirty-one published correlations proposed for different soil properties and in different countries is presented in

Tables 5.1, 5.2 and 5.3. They are grouped into different general forms in these tables, depending on the geotechnical properties used to establish the correlations. A set of parameters from Eastern Canadian clays introduced in these correlations yield normalized shear wave velocity values (V_{sl}) ranging between V_{slMin} and V_{slMax} . Applying the considered correlations to Eastern Canadian clay deposits shows a significant scatter between V_{slMax} and V_{slMin} (≈ 60 - 100 m/s) predicted by different forms of correlations and even by correlations having the same general form (≈ 20 - 60 m/s) (Elbeggo et al., 2021). Therefore, it is difficult to assess which of these correlations is applicable to Eastern Canadian clay. The applicability is examined herein by comparing V_{sl} values predicted by published correlations with those obtained by P-RAT measurement correlations for selected Eastern Canadian clay deposits.

The description of the P-RAT setup is first presented, followed by a section summarizing the geotechnical properties of investigated sites. Empirical adapted correlations are established for V_{sl} , considering overconsolidation (OCR) and void ratios (e) for six deposits of Eastern Canadian clay, and based on laboratory measurements of V_s . The applicability of existing correlations for Eastern Canadian clay is also examined and discussed in this paper.

Tableau 5.1 G_{max} or V_s correlations with OCR for cohesive soils

General form of correlation	Correlation	Geotechnical properties - Type of clay	Test	Reference
G_{max} $= AF(e)\sigma_m^n OCR^K$	$G_{max(1)} = 1230 \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m^{0.5} OCR^K$	e:0.5-2, LL: 22-124, PI:2-85, Kaolinite and Boston blue clay	RC	Hardin and Black (1969)
	$G_{max(2)} = 1576 \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m^{0.5} OCR^K$	e:0.48-1.36, LL: 25-51, PI:12-30, OCR:1.8-6.8, Ontario clay	RC	Kim and Novak (1981)
	$G_{max(2)1}$ $= 4500 \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m^{0.5} OCR^K$	e:1.1-1.3, LL: 66, PI: 35, Kaolinite	RC	Marcuson and Wahles (1972)
	$G_{max(2)2} = 455 \frac{(4.40 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m^{0.5} OCR^K$	e:1.5-2.5, LL: 120, PI: 60, Bentonite	RC	
	$G_{max(2)}$ $= 9600 (1/(1 + 1.2e^2)) \sigma_m^{0.5} OCR^K$	e:0.58-1.07, LL: 30-46, PI: 9-27, OCR :1	RC	Vrettos and Savidis (1999)
	$G_{max(2)} = 1421 e^{-1.504} \sigma_m^{0.623} OCR^K$	e:0.37-1.36, LL: 21-99, PI:5-66, OCR: 1-2, Greece clay	RC	Kallioglou et al (1999)
	$G_{max(2)} = 466 \frac{(3.40 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m^{0.66} OCR^K$	e:0.68-1.4, LL: 38-70, PI:9-40, normally and overconsolidated clay	CT	Okur and Ansal (2007)
G_{max} $= AF(e)\sigma_m^n P_a^{1-n} OCR^K$	$G_{max(2)}$ $= 317(1/(0. + 0.7e^2)) \sigma_m^{0.56} P_a^{0.44} OCR^K$	e:1.38-2.31, LL: 63-122, PI: 36- 79, CH	RC- TS	Stokoe et al (1999)
	$G_{max(2)}$ $= 225 \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m^{0.55} P_a^{0.45} OCR^K$	W:24-29 %, LL: 30-38, PI:15-19, OCR: 1.1-1.7, Chicago clay	BE in T	Kim and Finno (2014)
$V_s = F(e)OCR^{K/2} \sigma_m^n$	$V_s = (103,6 - 34,93e) OCR^{K/2} \sigma_m^{1/4}$	e:0.5-2, LL: 22-124, PI:2-85, Kaolinite and Boston blue clay	RC	Hardin and Black (1969)
	V_s $= (39,31 - 56,44 \log(e)) OCR^{K/2} \sigma_m^{1/4}$	e:0.48-1.36, LL: 25-51, PI:12-30, OCR:1.8-6.8, Ontario clay	RC	Kim and Novak (1981)
	$V_s = (66 - 123 \log(e)) OCR^{K/2} \sigma_m^{1/4}$	e:0.38-2.28, LL: 25-96, PI:10-64, Kaolinite, Bentonite and other sites of clay	RC	Anderson (1974)
(1) G_{max} in psi, (2) G_{max} in kPa, V_s in m/s, $K = 0, 0.18, 0.30, 0.41, 0.48,$ and 0.50 for $PI = 0, 20, 40, 60, 80, \geq 100$ respectively, P_a : atmospheric pressure (kPa), PI : plasticity index, RC : Resonant Column, CT : Cyclic Triaxial, TS : Torsional Shear, BE : Bender Element.				

Tableau 5.2 G_{max} or V_s correlations without OCR for cohesive soils

General form of correlation	Correlation	Geotechnical properties - Type of clay	Test	Reference
$G_{max} = AF(e)(\sigma'_v \sigma'_h)^n$	$G_{max} = 3685 e^{-2.73} (\sigma'_v \sigma'_h)^{0.28}$	e: 1.05-1.41, LL: 24-49, PI:19-22, CL, Boston bleu clay	BE	Landon (2004)
$G_{max} = F(e) F(PI) \sigma_m^n$	$G_{max} = \frac{358 - 3,8 PI}{0,4 + 0,7e} \sigma'_m$	e: 0.7-2.31, LL:50-95, PI:25-52, OCR: 1, Soft marine clay	RC	Kagawa (1992)
	$G_{max1} = (5660 - 80 PI) e^{-0.63} \sigma_m^{0.5}$	e: 0.55-1.525, LL:32-70, PI:10-43, Reconstituted samples (CL and CH)	RC	Kallioglou et al (2008)
	$G_{max2} = (6290 - 80 PI) e^{-0.63} \sigma_m^{0.5}$	e: 0.4-0.71, LL:21-58, PI:5-37, Undisturbed samples (CL and CH)	RC	
$G_{max} = AF(e) \sigma_m^n p_a^{1-n}$	$G_{max1} = 506 e^{-1.1} \sigma_m^{0.42} p_a^{0.58}$	e:0.49-0.6, LL: 40-46, PI:24-30, OCR: 3, Clayey silts, Benevento clay	RC	D'Elia and Lanzo (1996)
	$G_{max2} = 410 e^{-1.2} \sigma_m^{0.59} p_a^{0.41}$	e:0.77-1.03, LL: 37-58, PI:23-38, OCR: 1, Clayey silts, Garigliano clay	RC-BE	
	$G_{max} = 740 e^{-1.27} \sigma_m^{0.46} p_a^{0.54}$	e:1-1.8, LL: 30-57, PI:10-30, OCR: 2.8-8.8, Avezzano clay	RC	Lo Presti and Jamiolkowski (1998)
	$G_{max} = 440 e^{-1.11} \sigma_m^{0.58} p_a^{0.42}$	e:0.9-1.2, LL: 25-60, PI:10-40, OCR: 1.2-1.4, Garigliano clay		
	$G_{max} = 500 e^{-1.33} \sigma_m^{0.4} p_a^{0.6}$	e:0.6-0.8, LL: 30-57, PI:15-40, OCR: 1.8-2.5, Montalado di Castro clay		
	$G_{max} = 520 e^{-1.30} \sigma_m^{0.5} p_a^{0.5}$	e:1.4-1.8, LL: 71, PI:44, OCR: 1-1.1, Panigaglia clay		
	$G_{max} = 640 e^{-1.52} \sigma_m^{0.4} p_a^{0.6}$	e:1.6-3, LL: 90-120, PI:45-75, OCR: 1.1-1.8, Fucino clay		
	$G_{max} = 500 e^{-1.43} \sigma_m^{0.44} p_a^{0.56}$	e:0.8-1.8, LL: 33-77, PI:23-46, OCR: 1.5-2, Pisa clay		
$G_{max} = AF(e) \sigma_v^n \sigma_r^{1-n}$	$G_{max} = 5000 e^{-1.5} \sigma_v^{0.5} \sigma_r^{0.5}$	PI:19-152, OCR: 1-2.6, Holocene deposits clay	BE	Shibuya and Tanaka (1996)
	$G_{max} = 24000 (1 + e)^{-2.4} \sigma_v^{0.5} \sigma_r^{0.5}$	LL: 41-120, PI:19-59, Reconstituted clay samples	BE	Shibuya et al. (1997)

(1) E_{max} in MPa ($\nu=0.5$), G_{max} in kPa, RC: Resonant Column, BE: Bender Element, T: Undrained Triaxial Compression, P_a : atmospheric pressure (kPa), $\sigma_r = 1kPa$

Tableau 5.3 G_{max} correlations without void ratio for cohesive soils

General form of correlation	Correlation	Geotechnical properties -Type of clay	Test	Reference
G_{max} $= A \sigma_m'^n P_r^{1-n} OCR^K$	$\frac{G_{max(3)}}{P_r} = A \left(\frac{P'}{P_r}\right)^n R_0^m$	PI:10-44, OCR:1-8, Kaolinite clay	BE in TC	Viggiani and Atkinson (1995)
G_{max} or E_{max} $= A \sigma_m'^m OCR^K$	$G_{max(1)} = 375 \sigma_m'^{0.85} OCR^{0.59}$	LL:34-44, PI:14 -15, Gulf of Alaska clay	RC	Singh and Gardner (1979)
	$G_{max(1)} = 440 \sigma_m'^{0.84} OCR^{0.27}$	LL:32-39, PI:16-22, OCR:5-9, Clay of AGS CL	RC CT	Koutsoufas and Fischer (1980)
	$G_{max(1)} = 125 \sigma_m'^{1.18} OCR^{0.69}$	LL:63-64, PI:32-38, OCR:5-9, Clay of AGS CH		
	$G_{max(1)} = 165 \sigma_m'^{0.95} OCR^{0.51}$	LL:88, PI:43, San Francisco Bay Mud clay	RC	Isenhower (1979), Lodde (1980)
	$G_{max(1)} = 250 \sigma_m'^{0.86} OCR^{0.6}$	LL:40-46, PI:19-23, OCR:2-8, Boston clay	RC	Weiler (1988)
(1) G_{max} in TSF, (2) E_{max} in MPa ($v=0.5$), (3) G_{max} in kPa, R_0 : overconsolidated ratio in terms of mean effective stress, P' : mean effective stress (kPa), n , m and A are constants depending on plasticity index, P_r : reference pressure (taken as 1kPa), PI: plasticity index LL: liquid limit, RC: Resonant Column, CT: Cyclic Triaxial, T: Undrained Triaxial Compression.				

5.2 Piezoelectric Ring-Actuator Technique (P-RAT) setup

Extensive research efforts have been made at the UdeS in collaboration with ÉTS to develop the piezoelectric ring-actuator technique, P-RAT, based on laboratory experiments and numerical analysis (Gamal El Dean, 2007; Ethier, 2009; Ethier et al., 2011; Ben Romdhan et al., 2014; Karray et al., 2015; Mhenni et al., 2015). This technique has been used to measure the V_s of different geomaterials and can be incorporated into conventional geotechnical apparatuses, such as triaxial and oedometer cells. In this study, P-RAT was installed in the conventional oedometer apparatus. This technique involves two parts (sensors): a shear wave emitter and receiver. Each sensor is a piezoelectric inert ring covered at its outer and inner faces by a layer of epoxy, and enclosing a porous stone (Fig. 5.1a). Both piezoelectric ring

faces are welded to shielded wires which transmit voltage pulses with different signal shapes and durations. These sensors are fastened in the top and base platens of the oedometer cell as shown in Figs. 5.1b and 5.1c, respectively.

The general assembly of the P-RAT setup includes an arbitrary waveform generator (AWG), an oscilloscope and a power amplifier. More details on the P-RAT setup used herein can be found in Elbeggo et al. (2019). The piezoelectric emitter and receiver transducers are connected to the signal generator (AWG) and the oscilloscope, respectively. The process involves a pulse emitted by the signal generator (AWG) through the power amplifier to the piezoelectric emitter ring, which vibrates radially. The piezoelectric ring vibration induces a radial deformation of the inner porous stone. This vibration of the ring-stone system produces a shear wave which is transmitted to the soil specimen. The shear wave reaches the piezoelectric receiver sensor at the other end of the specimen, where its velocity can be measured after signal processing.

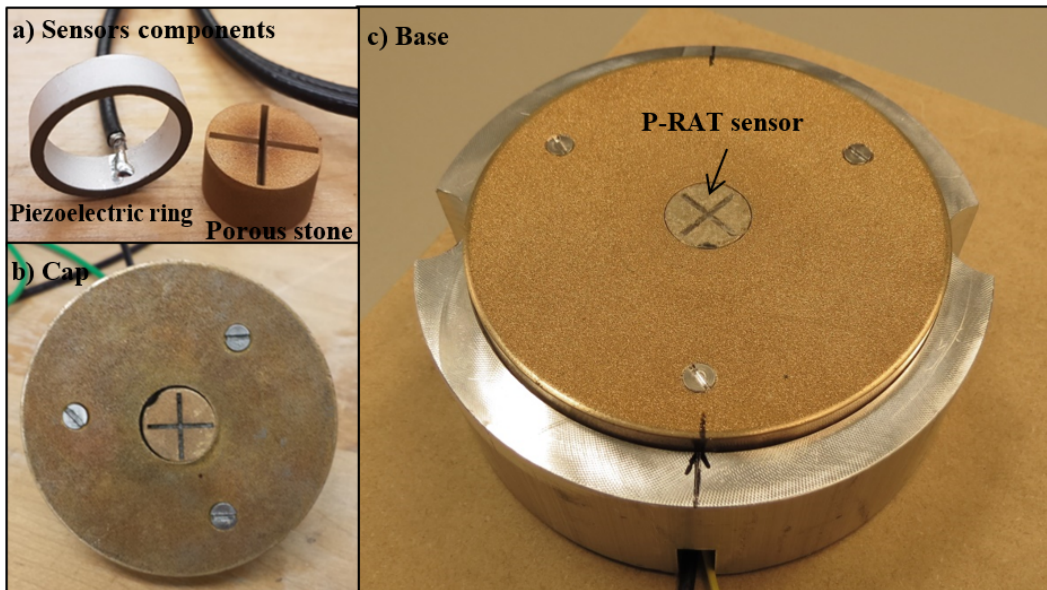


Figure 5.1 P-RAT setup

5.3 Analyzed sites

The V_s laboratory measurements using P-RAT were performed for six deposits of Eastern Canadian clay. These sites are referred to as Temiscamingue (TM), Terrebonne (T), Montreal-East (ME), Abitibi (AB), St-Hilaire (SH) and Beauharnois (B). Table 5.4 summarizes the geotechnical properties of the investigated sites (void ratio, e , plasticity index, PI, overconsolidation ratio, OCR, etc.). The table shows a somewhat wide variety of soil properties: the void ratio varies between 1.02 and 2.6 and the overconsolidated ratio ranges between 1 and 3.46.

According to the Unified Soil Classification System (USCS), the studied sites belong to CL and CH classes (low and high plasticity clay, respectively), as illustrated by the Casagrande diagram in Fig. 5.2. Indeed, the selected sites have a plasticity index varying between 19 and 44, and a liquid limit varying between 39 and 70%. The clay content ($<2\mu\text{m}$) determined by a standard sedimentation test (ASTM 2017) varies between 32 and 92% (Table 5.4). The grain size distribution curves are presented in Fig. 5.3 for the tested samples. The sensitivity of most tested samples is also calculated based on the undrained shear strength measured in the laboratory by a cone penetration test (ASTM 2016), and their values range between 8 and 22 (Table 5.4). Indeed, according to the Canadian Geotechnical Society (1992), these samples are classified as extra sensitive to quick clay.

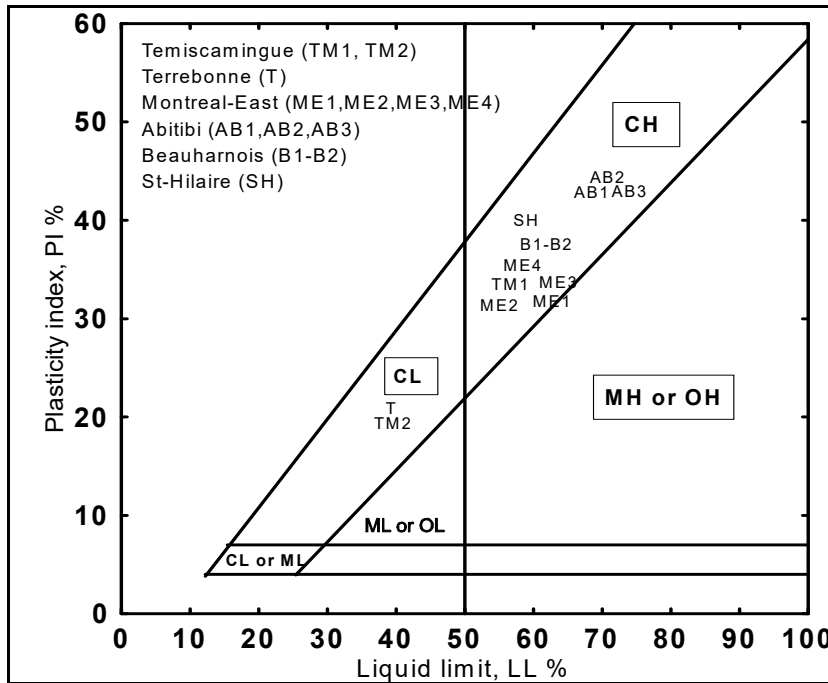


Figure 5.2 Classification of sites according to USCS

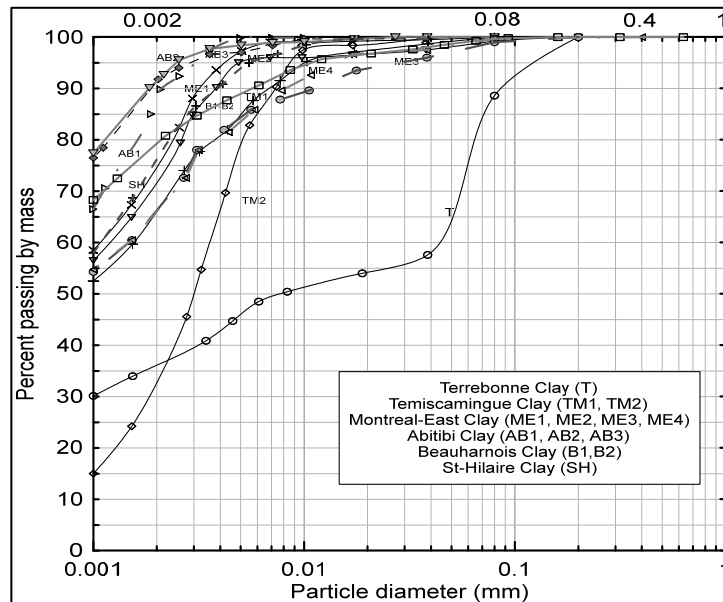


Figure 5.3 Grain size distribution of tested samples

Tableau 5.4 Characteristics of analyzed sites

Site	Sample/Depth m	e_0	W_0 %	LL%	PI%	OCR	S_t^*	Clay %	Silt %	Sable %	$\Delta e/e_0^1$
Temiscamingue	TM1/18.29- 18.67	1.67	64	58	33	1.16	20	66	34	-	0.029 ^V
	TM2/28.96- 29.72	1.02	37	39	19	1	8	32	68	-	0.039 ^G
Terrebonne	T/7.7-7.8	1.08	39	39	21	3.3	9	36	56	8	0.028 ^G
Montreal-East	ME1/5.18-5.79	1.57	62	64	32	3.46	-	74	26	-	0.020 ^V
	ME2/7.62-8.23	1.53	61	56	32	3.34	-	71	28	1	0.026 ^G
	ME3/10.67- 11.28	1.57	61	59	34	2.52	-	65	35	-	0.025 ^G
	ME4/13.72- 14.33	1.47	60	58	34	2.34	-	65	35	-	0.027 ^G
Beauharnois	B1/6-7	2.2	79	61	36	2.24	21	71	28	1	0.001 ^V
	B2/6-7	2.21	80								0.005 ^V
St-Hilaire	SH/8	2.1	76	59	40	1.44	22	76	24	-	0.024 ^V
Abitibi	AB1/4.45-4.53	2.46	90	69	43	1.31	13	89	11	-	0.044 ^G
	AB2/4.37-4.44	2.60	96	70	44	1.62	14	82	18	-	0.012 ^V
	AB3/3-3.1	2.16	79	70	43	1.94	12	92	8	-	0.015 ^V

*: Calculated based on undrained shear strength measured by cone penetration test (ASTM-D3441), 1: Criteria proposed by Lunne et al. (2006) to assess sample quality, V: Very good to excellent quality, G: Good to fair quality.

5.4 Laboratory experimental program

The experimental program was conducted on the six Eastern Canadian clay deposits named in the previous section. P-RAT experiments were performed on thirteen samples of these deposits. One sample was extracted from each of Terrebonne and St-Hilaire clays, two samples from each of Temiscamingue and Beauharnois clays, three samples from Abitibi clay and four samples from Montreal-East clay. The geotechnical properties of samples extracted from different depths are summarized in Table 5.4.

Three sampling techniques were used to retrieve the tested samples. For the Montreal-East, Terrebonne, Abitibi and Temiscamingue sites, their 7.5 cm diameter and 90 cm length samples were extracted using sampling tubes. However, a Sherbrooke block sampler was used to a

obtain 30 cm diameter and 40 cm height St-Hilaire sample (Lefebvre and Poulin, 1979). Beauharnois Block 20 cm diameter and 34 cm height samples were taken using a high-quality Laval sampler (La Rochelle et al., 1981).

The quality of the tested samples was evaluated based on the criteria developed by Lunne et al. (2006). These authors suggested to use the $\Delta e/e_0$ value and overconsolidation ratio as an indicator of sample quality, with Δe and e_0 being the change in the void ratio when loading to in situ effective vertical stress and initial void ratio, respectively. The $\Delta e/e_0$ values are presented in Table 5.4 for the tested samples and vary between 0.001 and 0.044. According to the criteria proposed by Lunne et al. (2006) to assess the sample quality, seven samples, including the St-Hilaire and Beauharnois samples, are classified as being of very good to excellent quality. However, the other samples can be characterized as being of good to fair quality.

5.4.1 Laboratory Results

The V_s measurements were performed during the consolidation test at each loading stage, after pore pressure dissipation and before applying the new load. The P-RAT unique interpretation method developed at UdeS by Karray (2008) and Karray et al. (2015) was used to process the transmitted and received signals, and therefore, to determine the V_s value at each loading stage. This interpretation method, realized in the frequency domain, enables the user to correct the phase shift of the system which has a behavior approaching that of a simple dynamic (damped-spring-mass) system. The correction of the phase shift of the system is generally performed based on the integration procedure proposed by Karray et al. (2015). This phase shift correction leads to a constant phase velocity with frequency at a velocity that is equal to the actual value of the shear wave velocity of the tested sample. Figure 5.4 presents an example of the P-RAT interpretation test conducted on sample AB2 of Abitibi clay. More specifically, the plots in Fig. 5.4 show the normalized amplitude in both the time and frequency domains for input and output signals, the experimental phase shift error, and the phase velocity in the frequency domain. The phase velocity is obtained by the cross-correlation between emitted and received signals without the phase shift correction.

Figure 5.4a shows the input and output signals in the time domain, while Fig. 5.4b presents these signals with respect to their loading frequencies. The upper right plots (Fig. 5.4c) indicate that the experimental phase shifts agree well with the theoretical phase correction obtained following the integration procedure suggested by Karray et al. (2015). The lower right plots (Fig. 5.4d) show that the corrected phase velocity approaches a constant value at a frequency band close to the resonant frequency of the system. This approach considers that this value corresponds to the actual value of V_s of the soil sample. It is worth mentioning here the characteristic properties (resonant frequency and damping) of the system are obtained by the face-to-face test performed on the sensors.

Typical consolidation curves of tested specimens are presented in Figs. 5.5a-1, 5.5a-2, 5.6a-1, 5.6a-2, 6.7a-1 and 6.7a-2 for the experimental investigated sites. Shear waves propagate only through sample particles, and their velocity, V_s , characterizes both inter-particles contact behavior and fabric changes of tested soil. Thus, consolidation curves are also presented in terms of $V_s - \log \sigma'_v$ in Figs. 5.5b-1, 5.5b-2, 5.6b-1, 5.6b-2, 5.7b-1, and 5.7b-2 for the tested specimens. As stated in these figures, the $V_s - \log \sigma'_v$ curves have two practically different slopes, and their intersection point identifies approximately the pre-consolidation pressure. In fact, the $V_s - \log \sigma'_v$ curves can be considered as analogous to $\sigma'_v - e$ curves in characterizing soil behavior during consolidation tests.

In order to remove the effect of effective stress, the V_s results presented in Figs 5.5, 5.6 and 5.7 were normalized with respect to the applied effective vertical stress, σ'_v , to obtain the normalized shear wave velocity, V_{s1} ,

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^n \quad (5.2)$$

where V_{s1} is in m/s and P_a is the reference stress of 100 kPa. The exponent n is a material constant depending on the soil type and contacts between the soil particles. This exponent n increases when increasing the forces of contact between particles (Santamarina et al. 2001).

Based on experimental and analytical approaches, the authors indicate that the exponent is approximately 0.33 in the low-stress elastic region. However, for the high-stress region, the exponent n corresponds to 0.5.

For cohesive soils, the exponent n is estimated based on laboratory tests, such as resonant column and bender elements tests. The exponent n is equal to 0.5 for correlations written in terms of G_{\max} and including the void ratio function (Table 5.1). This exponent is equal to 0.25 if the correlations are written in terms of V_s (Table 5.1). However, for correlations written in terms of G_{\max} and without taking into account the void ratio function, higher values of n are estimated based on laboratory tests (Weiler, 1988; Viggiani and Atkinson, 1995), and the values vary between 0.84 and 1.18 (Table 5.3). The exponent n is also determined based on V_s measurements performed by P-RAT on Canadian clays (Elbeggo et al. 2021). These authors illustrate that the value of the exponent is equal to 0.25 in the overconsolidated and normally consolidated ranges. Therefore, the exponent value of 0.25 is considered in equation 5.2 to normalize shear wave velocity values.

The normalized shear wave velocity values, V_{sl} , are also normalized according to the overconsolidation ratio, OCR, to obtain the ratio $V_{sl}/OCR^{K/2}$. An iterative process is performed to obtain the values of $K/2$, allowing to establish a good correlation between the V_{sl} values in the overconsolidated and normally consolidated ranges. The void ratio functions $AF(e)$ are estimated by plotting the ratios $V_{sl}/OCR^{K/2}$ in Figs. 5.8 as a function of the void ratio values obtained from P-RAT tests. As illustrated in Figs. 5.8, the void ratio plays a significant role in the normalized shear wave velocity. Indeed, the ratio $V_{sl}/OCR^{K/2}$ increases with a decrease in the void ratio values of the investigated sites. According to the P-RAT results presented in Figs. 5.8, the general form for the suggested correlations between V_{sl} , e and OCR can be written as follows:

$$V_{s1} = A e^{-B} OCR^{K/2} \quad (5.3)$$

The experimental constant values of A, B and K/2 are summarized in Table 5.5. The values of A and B (in absolute terms) are generally higher for a lower plasticity index of the analyzed sites, as shown in Table 5.5. The constant A varies between 94.2 and 144.8, while the exponent B ranges between -0.4 and -0.88. However, the exponent K/2, which depends on the slope of the $V_s - \log \sigma'_v$ curve in an overconsolidated range, varies between 0.1 and 0.2 for the tested specimens.

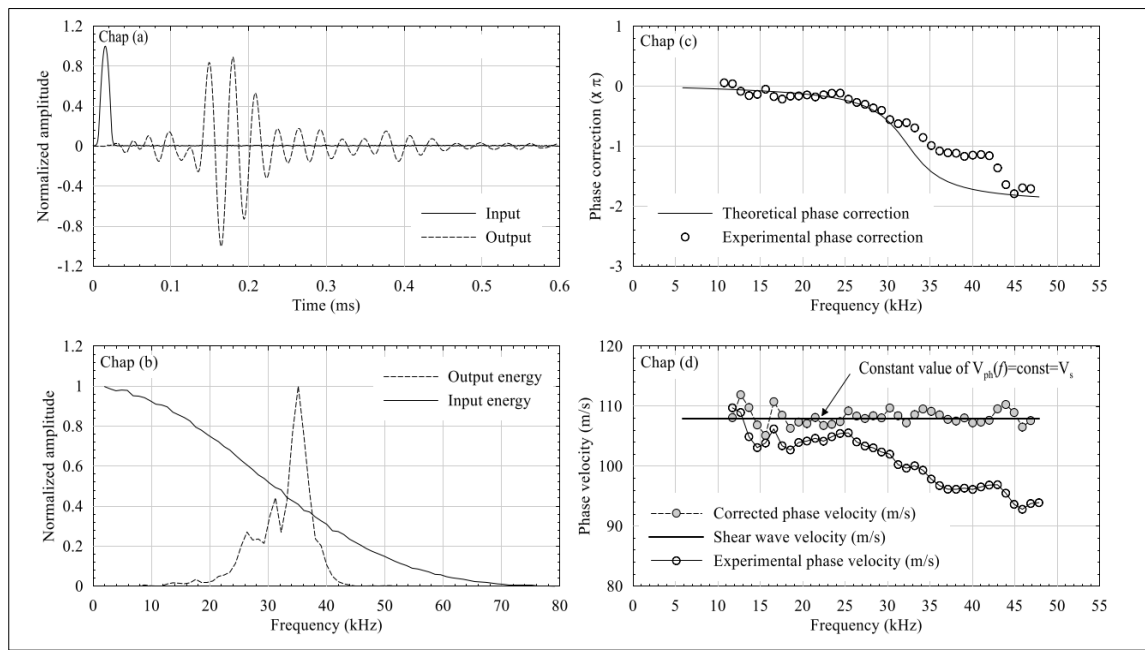


Figure 5.4 Example of signal processing using P-RAT interpretation technique at vertical stress of 148.7kPa (sample AB2 of Abitibi clay): input signal = chap (Elbeggo et al. 2019).

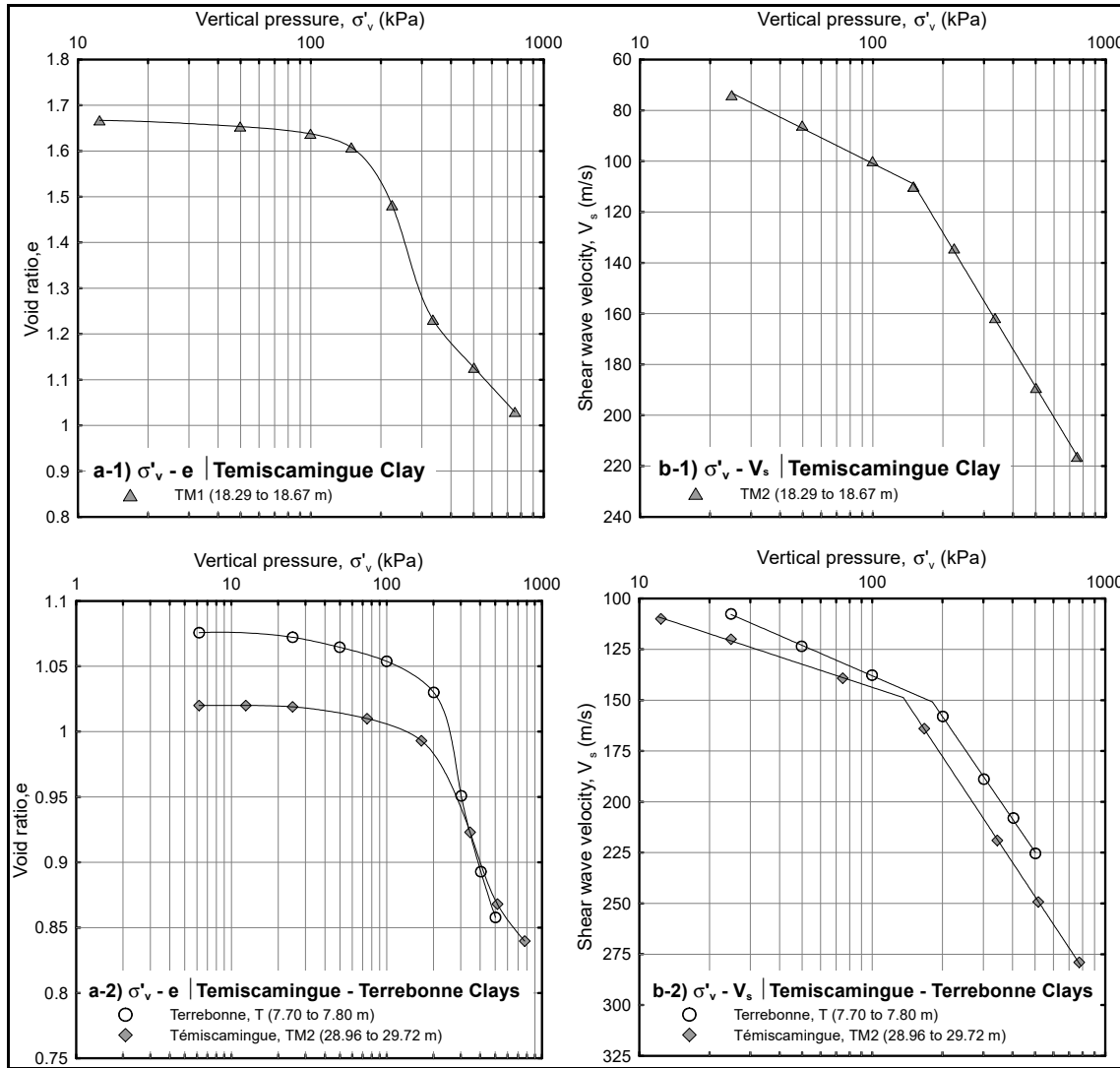


Figure 5.5 Consolidation test results in term of: a) void ratio and b) shear wave velocity for Temiscamingue and Terrebonne sites

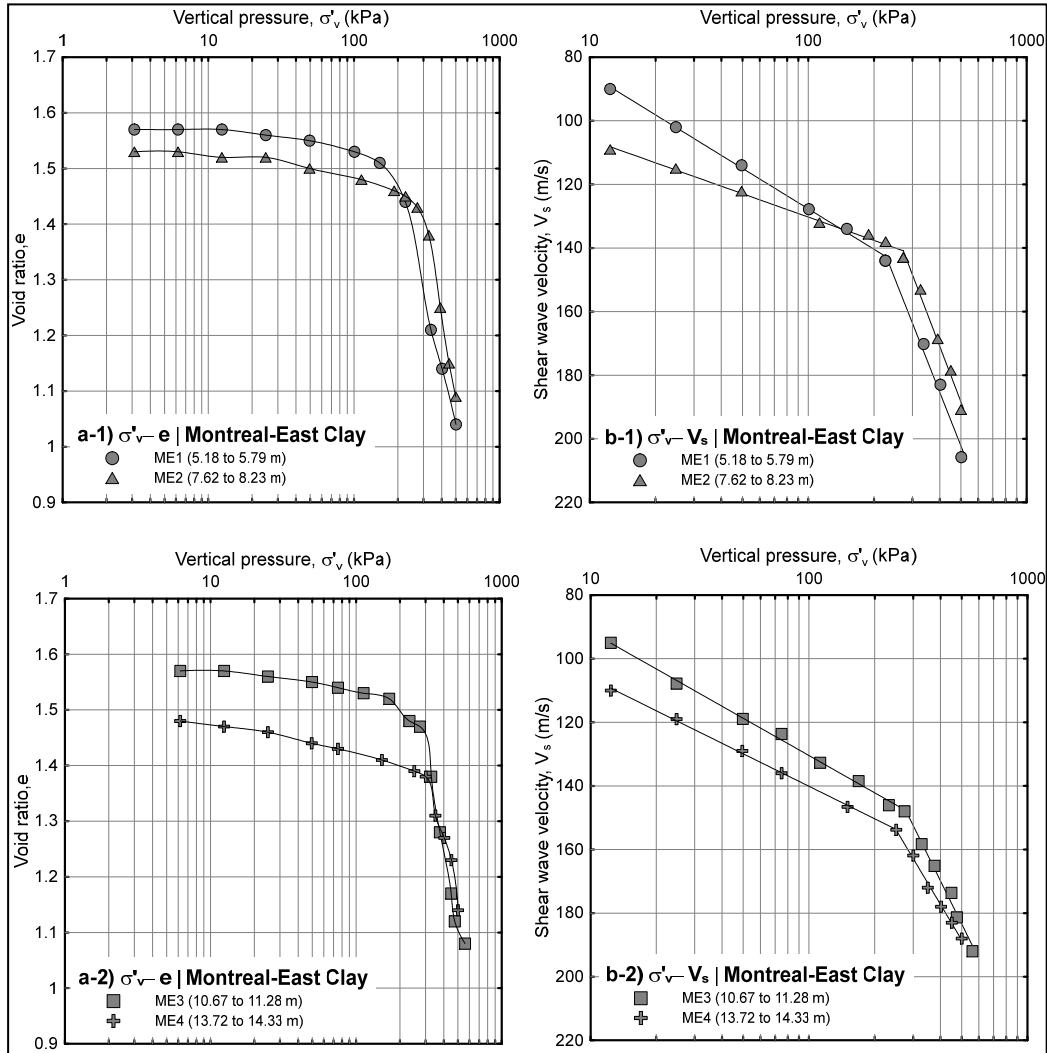


Figure 5.6 Consolidation test results in term of: a) void ratio and b) shear wave velocity for Montreal-East site

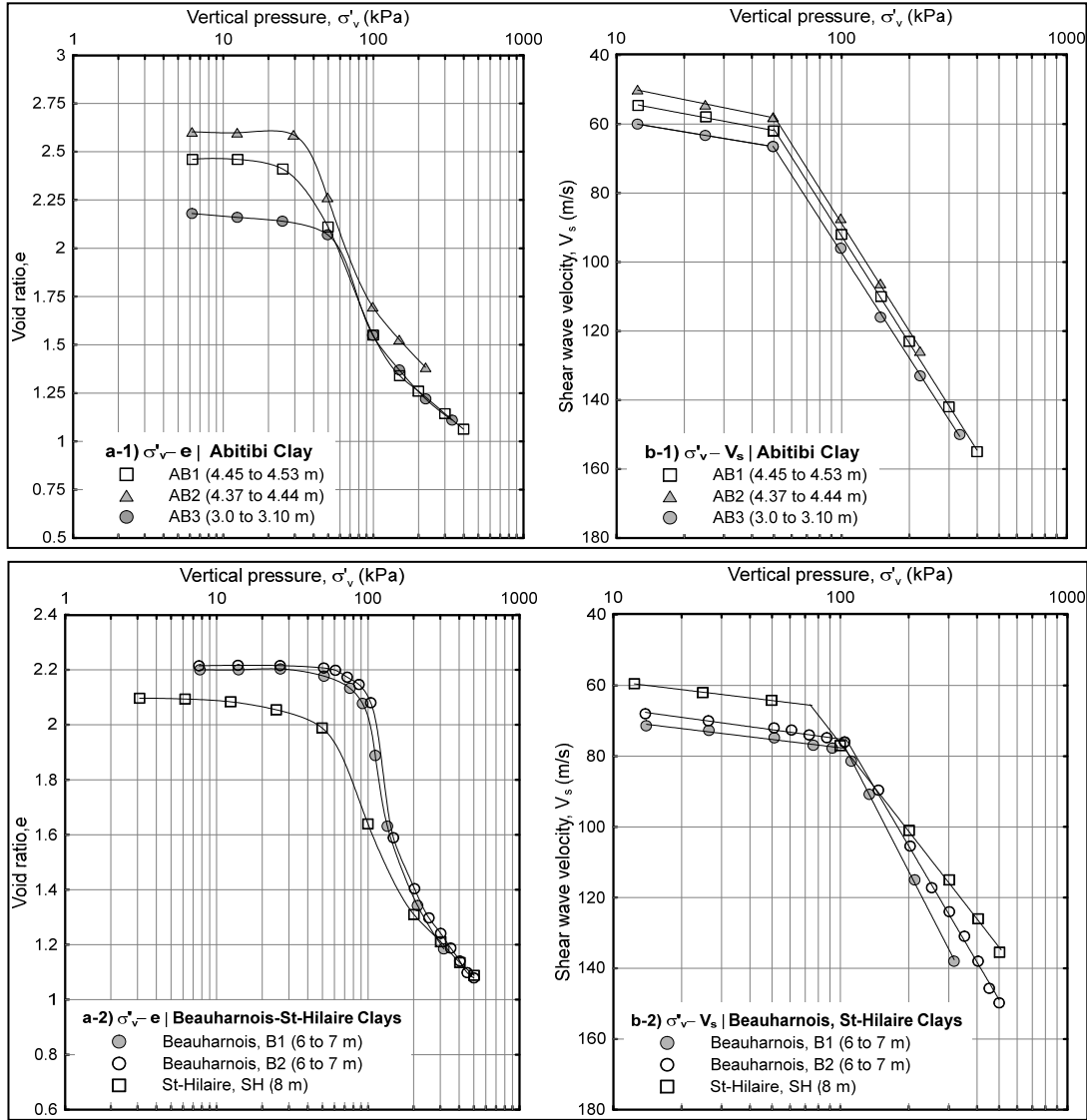


Figure 5.7 Consolidation test results in term of: a) void ratio and b) shear wave velocity for Abitibi, Beauharnois and St-Hilaire sites

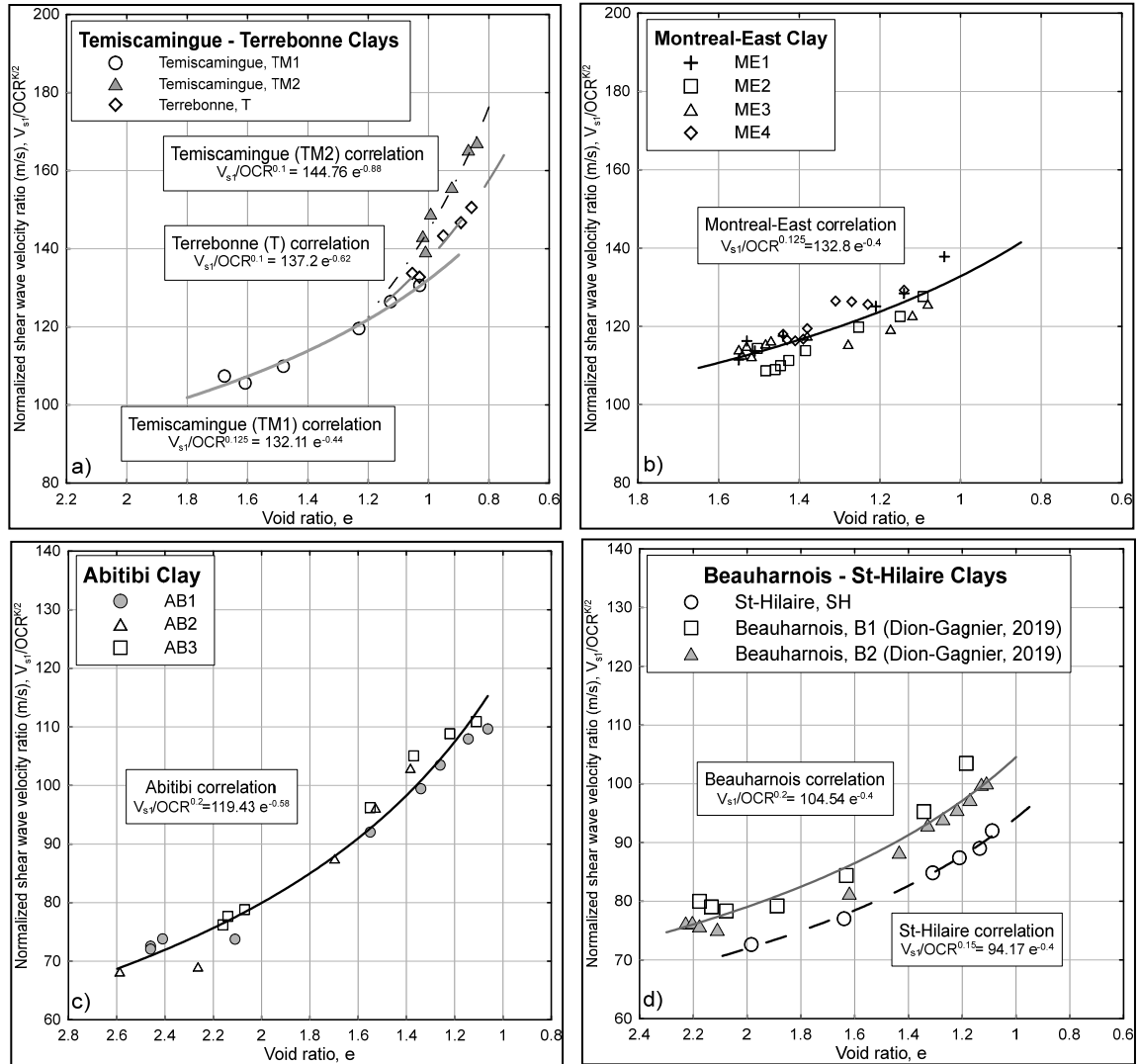


Figure 5.8 Normalized shear wave velocity as a function of void ratio:
 a) Temiscamingue and Terrebonnes sites, b) Montreal-East site,
 c) Abitibi site and d) Beauharnois and St-Hilaire sites

5.4.2 Sample Quality Based on Vs Laboratory of P-RAT Measurements

It is recognized that the accuracy of laboratory geotechnical parameters is affected by the quality of the specimens used in laboratory measurements. Taking a sample from its in situ environment cannot be done without releasing in situ stresses to some extent, possibly

disturbing the soil, and altering its geotechnical properties (Amundsen et al., 2017; Lim et al., 2019). The degree of disturbance occurring depends on many factors, such as the soil type, the sampling depth, the sample type (block samples or tube samples), and soil characteristics. Laboratory results at low strain levels may be expected to be affected by sampling disturbance (Figs. 5.5b-1, 5.5b-2, 5.6b-1, 5.6b-2, 5.7b-1 and 5.7b-2).

P-RAT offers the ability to perform tests without penetrating the sensors into the tested specimens and altering their geotechnical characteristics. Moreover, the quality of tested samples is generally good (Table 5.4), based on the criteria proposed by Lunne et al. (2006). However, the effect of sample disturbance on laboratory results is unavoidable, even though it can be minimized. Karray (2020) proposed an approach to reveal the degree of sample disturbance based on V_s laboratory measurements in consolidation tests. This approach demonstrates that the exponent of the overconsolidation ratio ($K/2$) is mainly related to the degree of sample disturbance. For an intact sample, the exponent ($K/2$) is equal to 0.25, while a completely disturbed sample yields an exponent close to 0, as in a normally consolidated range.

The P-RAT results presented in Figs. 5.5b-1, 5.5b-2, 5.6b-1, 5.6b-2, 5.7b-1 and 5.7b-2 illustrate that the rate of increase of V_s with the applied effective stress in the overconsolidated range depends mainly on the sample quality. As an example, the increase rate of V_s is relatively small in the cases of St-Hilaire and Beauharnois clays (Fig. 5.7b-2). However, a significant increase rate is observed in the cases of Terrebonne, Temiscamingue, and Montreal-East clays (Figs. 5.5b-1, 5.5b-2, 5.6b-1 and 5.6b-2). It should be noted that the St-Hilaire and Beauharnois specimens were sampled using a large diameter block sampler, while the other specimens were obtained from a tube sampler.

For some of the tested specimens, the ratio $V_s/AF(e)$ is plotted as a function of OCR in the semi-logarithmic scale in Fig. 5.9. It is worth noting that the OCR values presented in Fig. 5.9 correspond to the different applied effective vertical stresses at which the specimen was tested in laboratory. However, the OCR values reported in Table 5.4 refer to in situ conditions. As

stated in this figure, in the overconsolidated range, where the slope of $V_s/AF(e)$ curves is affected by the sample disturbance, the rate of increase of the ratio $V_s/AF(e)/V_s$ with OCR is smaller for the St-Hilaire and Beauharnois specimens, which were sampled using large diameter block samplers. Thus, the degree of sample disturbance affects the increase rate of V_s . This observation is in agreement with the approach proposed by Karray (2020). In the normally consolidated range, the $V_s/AF(e)$ curves have similar slopes and increase linearly with increasing OCR.

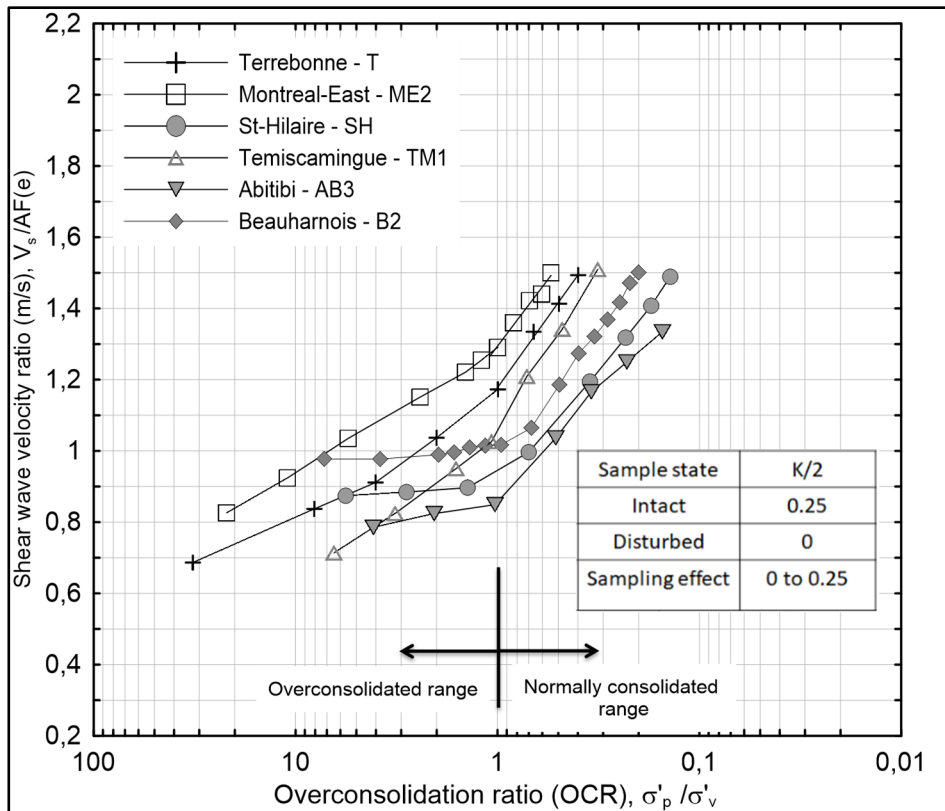


Figure 5.9 Shear wave velocity ratio $V_s/AF(e)$ as a function of OCR

Tableau 5.5 Experimental constants of P-RAT correlations

Sites	Sample, plasticity	Constants of correlations		
		A	B	K/2
Temiscamingue	TM2 (PI=19)	144.76	-0.88	0.1
Terrebonne	T (PI=21)	137.2	-0.62	0.1
Montreal-East	ME1, ME2, ME3, ME4, PI (32-34)	132.8	-0.4	0.125
Temiscamingue	TM1(PI=33)	132.11	-0.44	0.125
Beauharnois	B1, B2 (PI=36)	104.54	-0.4	0.2
St-Hilaire	SH (PI=40)	94.17	-0.4	0.15
Abitibi	AB1, AB2, AB3, PI (43-44)	119.43	-0.58	0.2

5.5 Applicability of existing laboratory correlations for Eastern Canadian Clay

The published empirical correlations listed in Tables 5.1, 5.2 and 5.3 can be used to estimate G_{max} or V_s for cohesive soils having a wide range of geotechnical properties. However, these empirical correlations indicate a significant scatter between V_{sl} values when applied to Eastern Canadian clay deposits. This scatter appears to be a consequence of the different void ratio functions included in these correlations (Elbeggo et al., 2021). Therefore, the next paragraphs aim to assess which of these correlations are readily applicable to Eastern Canadian clays.

The existing correlations presented in Tables 5.1, 5.2 and 5.3 are used to predict V_{sl} for the investigated experimental sites. Their applicability is examined by comparing the V_{sl} values predicted from published correlations with those obtained by P-RAT measurements correlations (Table 5.5). V_{sl} values predicted from different general forms of published correlations, as well as the results of P-RAT correlations, are plotted according to void ratio values of experimental sites in Figs. 5.10 to 5.12. The upper and lower bounds of V_{sl} P-RAT correlations are also determined with a 95% confidence interval (CI95). The variation, ΔV_{sl} , between the upper and lower bounds of the P-RAT interval is about 100 m/s, for a PI ranging from 19 to 44, and a void ratio varying between 1.02 and 2.6. It is worth mentioning that the application of published correlations was performed taking into account the range of PI for

which these correlations were established with normalization, in order to remove the effect of mean effective stress, σ'_m (correlation 2 written in terms of σ'_m).

Figure 5.10a shows a comparison between V_{sl} P-RAT correlations and those predicted by existing correlations which depend on the geotechnical properties of the void ratio, the mean effective stress and the overconsolidation ratio ($G_{max} = AF(e)\sigma'_m{}^n OCR^K$). As illustrated in Fig. 5.10a, V_{sl} increases with a decreasing void ratio of the investigated sites (from 2.6 to 1.02). Several correlations can be used to predict V_{sl} for Abitibi, Beauharnois and St-Hilaire clays, whereas a fewer number may be used to predict that for Montreal-East, Temiscamingue and Terrebonne clays. Moreover, trend curves of V_{sl} values are only plotted for correlations applied to several specimens of experimental sites, as shown in Fig. 5.10a.

Based on the plasticity index range of published correlations, the Stokoe et al. (1999) correlation, which is only applied to Abitibi, Beauharnois and St-Hilaire sites, presents V_{sl} values consistent with those obtained by P-RAT correlations (Fig. 5.10a). In other words, their V_{sl} values fall within CI95 bounds of the P-RAT interval. The correlations suggested by Kim and Novak (1981), Vrettos and Savidis (1999) and Kim and Finno (2014) are only used to predict V_{sl} values for low plasticity clay (CL). As depicted in Fig. 5.10a, these correlations present V_{sl} values that fall in the same range as those suggested by the P-RAT interval, except for the Vrettos and Savidis (1999) correlation, which gives an overestimated V_{sl} value when applied to the Terrebonne site.

The Hardin and Black (1969) and Kallioglou et al. (1999) correlations can be used to predict V_{sl} for all experimental sites (Fig. 5.10a). Figure 5.10a illustrates, however, that the void ratio range has a considerable impact on V_{sl} values predicted by these correlations. As stated in Fig. 5.10a, the use of the Hardin and Black (1969) correlation yields incoherent results when applied to sites having $2.2 < e < 1.6$. However, lower V_{sl} values are obtained by the Kallioglou et al. (1999) correlation, especially when the void ratio is smaller than 2.2.

The V_{sl} values predicted by P-RAT correlations are also compared to those calculated based on published correlations written in terms of V_s , and including the same geotechnical properties in their general form ($V_s = F(e)\sigma_m'^n OCR^{\frac{K}{2}}$). The results are presented in Fig. 5.10b. The Hardin and Black (1969) and Anderson (1974) correlations, which are applied to all analyzed sites, present generally high V_{sl} values when compared to those obtained by P-RAT correlations, especially for void ratios ranging from 1 to 2.1. Figure 5.10b also illustrates that the Kim and Novak (1981) correlation, which is only used to predict V_{sl} for low plasticity clay (CL), presents V_{sl} values close to the lower bound of the P-RAT interval.

The same approach was also performed for empirical correlations based on the plasticity index, in addition to the void ratio and mean effective stress ($G_{max} = F(PI) F(e) \sigma_m'^n$). A comparison between V_{sl} values predicted by published correlations and those obtained by experimental P-RAT correlations is presented in Fig. 5.11a. The results of Kallioglou et al. (2008)'s correlation established for laboratory experiments performed on reconstituted samples are in agreement with the experimental data obtained by P-RAT correlations for Temiscamingue, Terrebonne and Montreal-East clays. However, the other correlation suggested by the same authors, based on laboratory tests performed on undisturbed samples, gives V_{sl} values slightly overestimated, as shown in Fig. 5.11a. Furthermore, the Kagawa correlation tends to predict V_{sl} values lower than those obtained by P-RAT correlations. It is worth noting that the results depend not only on the void ratio functions, $F(e)$, but that they are also a consequence of the plasticity index functions, $F(PI)$, included in these correlations.

Figure 5.11b presents V_{sl} values predicted by correlations which do not take into account the effect of the overconsolidation ratio, and that are based solely on the void ratio and mean effective stress ($G_{max} = A e^{-X} \sigma_m'^n P_a^{1-n}$). These V_{sl} values are plotted as a function of the void ratio values of investigated sites, and are compared to those obtained by experimental P-RAT correlations. The Lo Presti and Jamiolkowski (1998) correlations generally give overestimated V_{sl} values, when they are used to estimate V_{sl} for Terrebonne (T), Temiscamingue (TM2), Abitibi (AB), Beauharnois (B1, B2) and St-Hilaire (SH) clays, except for $A=440$, $X=-1.11$ (when it is used for Temiscamingue (TM2) and Terrebonne (T) clays). On the other hand, the

results of the Lo Presti and Jamiolkowski (1998) correlations are consistent with those obtained by the Montreal-East (ME) and Temiscamingue (TM1) correlations. Similar results are observed for the D'Elia and Lanzo (1996) correlation when it is used to estimate V_{sI} values for Temiscamingue (TM1) and Montreal-East (ME) clays (Fig. 5.11b).

In the same context, Figure 5.12a shows V_{sI} values calculated using published correlations written in terms of vertical effective stress, σ'_v or principal effective stresses, (σ'_v, σ'_h) , and without considering the effect of the overconsolidated ratio, OCR. These V_{sI} values are then compared to those obtained by experimental P-RAT correlations in Fig. 5.12a. As shown in this figure, the Shibuya and Tanaka (1996) and Shibuya et al. (1997) correlations present results that agree with those obtained by P-RAT correlations, especially for Temiscamingue (TM1) and Montreal-East (ME) specimens. The other specimens, however, have V_{sI} values that are slightly overestimated. Moreover, Figure 5.12a indicates that the Landon (2004) correlation presents V_{sI} values close to those obtained by P-RAT correlations. Note that this correlation is only applied to low plasticity clay (CL).

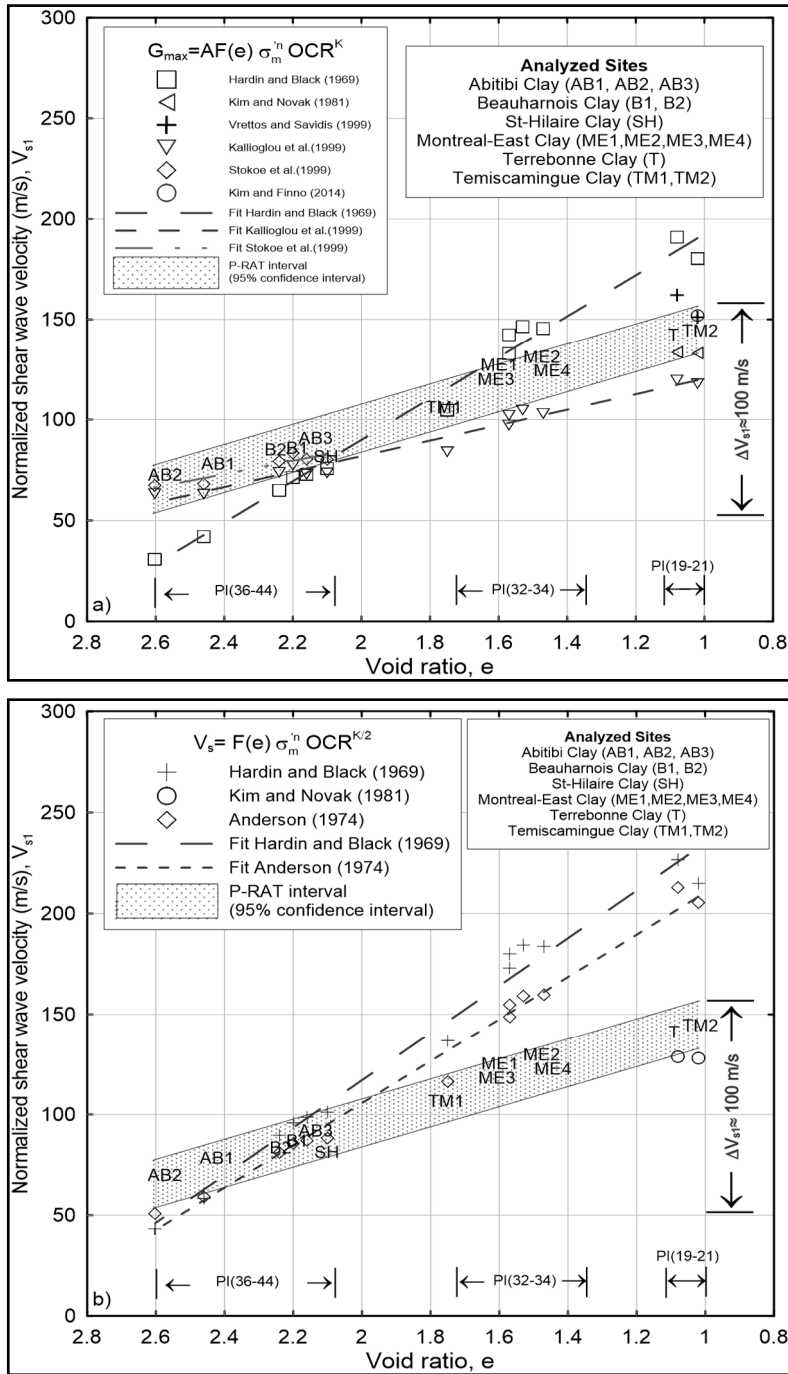


Figure 5.10 a and b V_{s1} values of P-RAT and those predicted by existing correlations of general forms $G_{max}=AF(e) \sigma_m^n OCR^K$ and $V_s= F(e) \sigma_m^n OCR^{K/2}$ for analyzed sites

The V_{sl} values predicted by correlations of general form E_{max} or $G_{max} = A \sigma_m'^n OCR^K$ are also compared to those obtained by P-RAT correlations. The results are presented in Fig. 5.12b. As illustrated in this figure, the correlation of Viggiani and Atkinson (1995) gives V_{sl} values higher than those predicted by P-RAT correlations for low and high plasticity clays. Similar results are obtained for the Koutsoufas and Fischer (1980) correlation ($A=440$, $n=0.85$), which is only used to predict V_{sl} for low plasticity clay (CL). On the other hand, another correlation also suggested by Koutsoufas and Fischer (1980) ($A=125$, $n=1.18$) for high plasticity clay reveals V_{sl} values that generally fall between CI95 bounds of the P-RAT interval, especially for specimens having an OCR greater than 2. Similar results are observed when the Weiler (1988) correlation is used for low plasticity clay. However, the correlation proposed by Isenhower (1979) and Lodde (1980) yields inconsistent results when applied only to Abitibi clay. Indeed, their V_{sl} values trend decreases with decreasing void ratio values of specimens. This incoherent result can be attributed to the influence of the void ratio, which is neglected in this correlation.

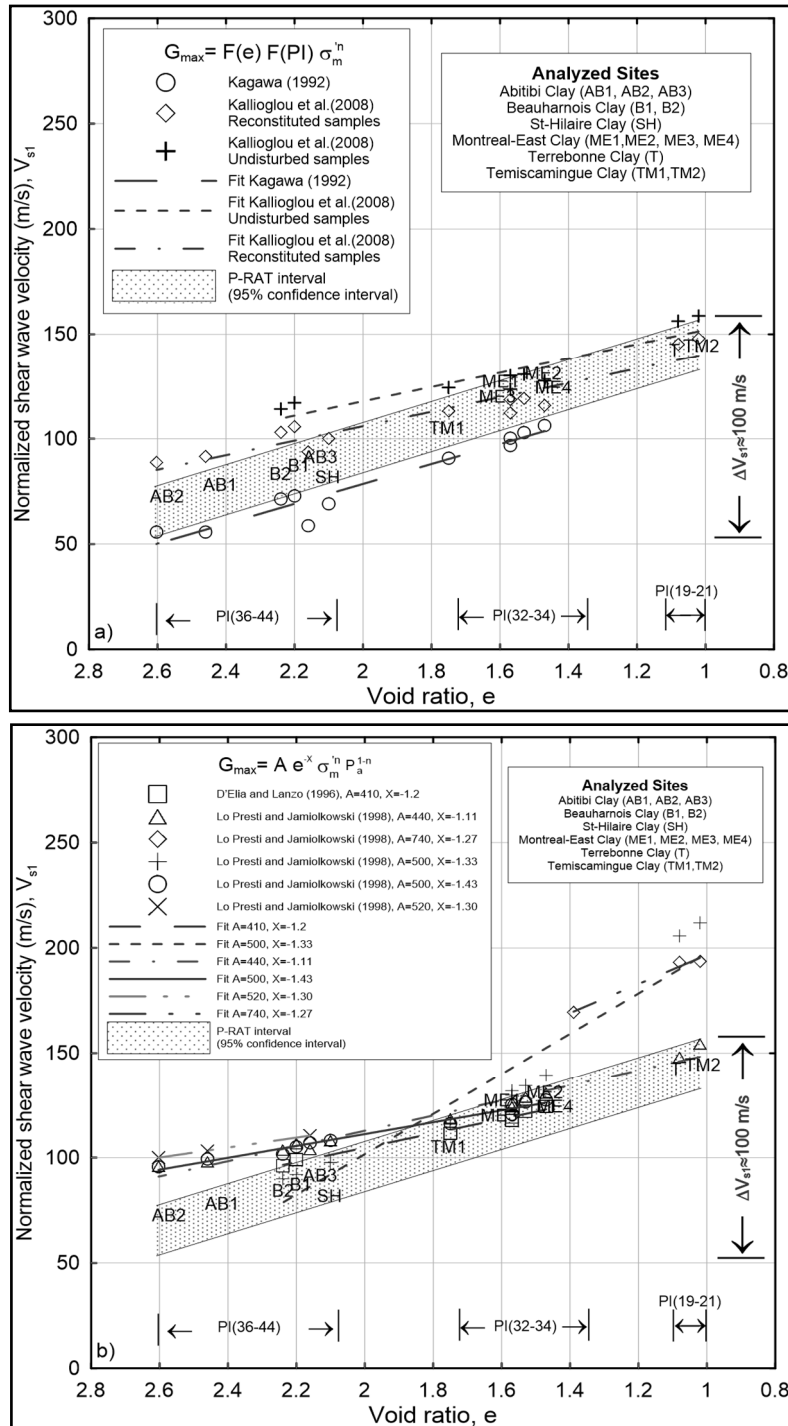


Figure 5.11 a and b V_{s1} values of P-RAT and those predicted by existing correlations of general forms $G_{max} = F(e) F(PI) \sigma_m^n$ and $G_{max} = A e^{-X} \sigma_m^n P_a^{1-n}$ for analyzed sites.

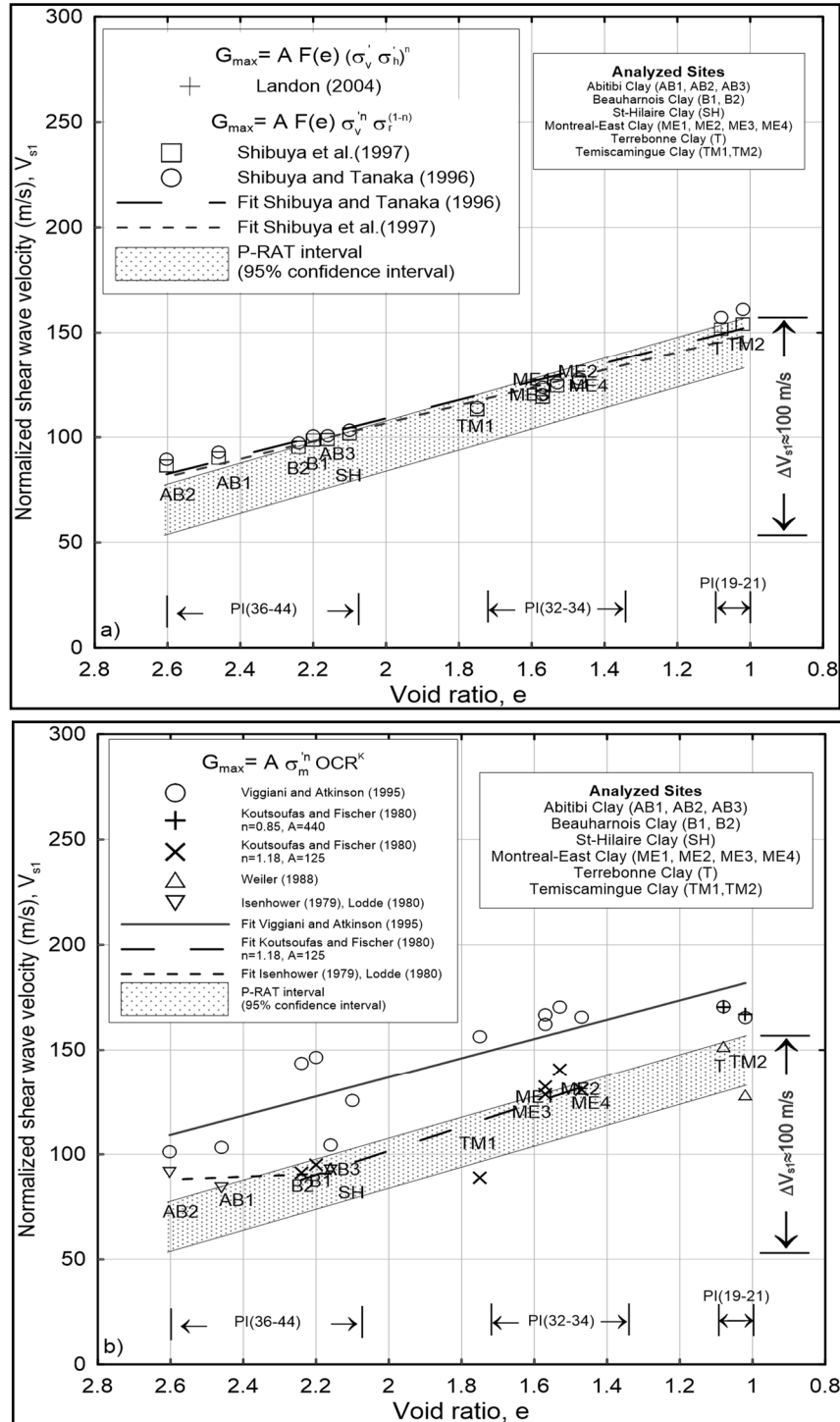


Figure 5.12 a and b V_{s1} values of P-RAT and those predicted by existing correlations of general forms $G_{max} = AF(e) \sigma_v^n \sigma_r^{1-n}$, $G_{max} = AF(e) (\sigma_v \sigma_h)^n$ and $G_{max} = A \sigma_m^n OCR^K$ for analyzed sites

5.6 Discussion Results and P-RAT General Correlations

The preceding analysis was only performed with the correlations established with soils having the same plasticity index range as soils obtained from experimental sites. For this reason, among the thirty-one correlations listed in Tables 5.1, 5.2 and 5.3, twenty-nine published correlations were considered, and their applicability to Eastern Canadian clay assessed. Table 5.6 summarizes the correlations which present a good agreement with the P-RAT experimental results, such as Kim and Novak (1981), Shibuya and Tanaka (1996), Shibuya et al. (1997), Stokoe et al. (1999) and Kim and Finno (2014).

A good agreement is considered when values obtained from a correlation fall within the 95% confidence interval of P-RAT measurements or are close to this range for the whole plasticity index range commonly observed in Eastern Canadian Clays. Table 5.6 lists the correlations that meet this requirement, specifying if the values are close to the upper or lower bound of the 95% confidence interval.

On the other hand, some published correlations yield V_{s1} values consistent with those obtained by P-RAT correlations, but for limited conditions (e.g., only one site). However, overestimated or underestimated V_{s1} values are obtained if these correlations are applied for other sites. This may be attributed to the differences in the characteristics of Eastern Canadian clays from those for which the empirical correlations were developed. In other words, the existing correlations have been established for clays of different geological origins and different interactions of chemical factors, depositional environments, mineralogical compositions and cementation. These geological aspects affect the characteristics of clays and their mechanical behavior.

Various published correlations, such as Hardin and Black (1969) and Anderson (1974), can be used to predict V_{s1} for low and high plasticity clays. These correlations give erroneous estimations of V_{s1} values when applied to different types of clay. As an example, the Hardin and Black (1969) correlation generally overestimates the V_{s1} values for $e < 1.6$ and underestimates them for $e > 2$ (Fig. 5.10a). Furthermore, this correlation yields inconsistent

results regarding the $V_{s1Max} - V_{s1Min}$ range as compared to the range obtained by P-RAT correlations ($\Delta V_{s1} \cong 100$ m/s). This correlation was developed for a wide range of the plasticity index PI (2-85), without taking into account the different types of clay and the substantial effects of their grain characteristics (size, shape, gradation and mineralogy). Some researchers (Hardin and Black, 1969; Hardin and Drnevich, 1972) have reported that the void ratio function takes into account the differences in grain characteristics. These authors also indicated that grain characteristics have a relatively insignificant effect on V_s in cohesive soil, other than the contribution from the void ratio.

Tableau 5.6 Agreement of empirical correlations with P-RAT interval results

General form of correlation	Agreement of empirical correlations with P-RAT interval results		
	Upper bound of P-RAT interval	Lower bound of P-RAT interval	Within two bounds of P-RAT interval
$G_{max} = AF(e)\sigma_m^m OCR^K$	Kim and Finno (2014)	Kim and Novak (1981) Stokoe et al (1999)	
$V_s = F(e)OCR^{K/2}\sigma_m^n$		Kim and Novak (1981)	
$G_{max} = F(e) F(PI) \sigma_m^m$			Kallioglou et al (2008) Reconstituted samples
$G_{max} = AF(e)\sigma_m^m P_a^{1-n}$	D'Elia and Lanzo (1996), A=410, X=-1.2		
$G_{max} = AF(e)\sigma_v^m \sigma_r^{1-n}$	Landon (2004)		
$G_{max} = AF(e)(\sigma_v' \sigma_h')^n$	Shibuya and Tanaka (1996) Shibuya et al. (1997)		
$G_{max} = A \sigma_m^m OCR^K$	Koutsoufas and Fischer (1980), A = 125, n=1.18		

It is recognized that the plasticity index and the clay content ($\% < 2\mu\text{m}$) are indicators of the clay mineralogy (Mitchell and Soga, 2005). Also, different research studies indicate that the plasticity affects the dynamic properties of clays (Kagawa, 1982; Stokoe et al., 1999; Okur and

Ansar, 2007). In fact, high plasticity clays typically have a higher percentage of fine particles ($<2\mu\text{m}$), which, in turn translates into an increase in void ratio values. Therefore, the clay content appears to be an important factor, as it affects the range of the void ratio function, which has a significant impact on V_{sI} values, as shown in the comparative results presented in Figs. 5.10 to 5.12. On the other hand, if an empirical correlation has not been established based on statistical analysis, the accuracy of this correlation, and consequently, its applicability to soils exhibiting a wide range of plasticity indexes, may be questioned. In fact, statistical analysis allows to generalize and correlate the V_s results of different groups of clay together.

The preceding discussion inspires to propose general correlations for Eastern Canadian clays, considering the percentage of fine particles ($<2\mu\text{m}$) in tested specimens. Two general correlations with a 95% confidence interval are suggested in Fig. 5.13, based on experimental P-RAT results and the geotechnical properties of analyzed sites. The suggested general correlations can be expressed as follows:

$$V_{s1} = 108.02 e^{-0.47} (OCR = 1) \quad (\text{AB, B and SH clays}) \quad (5.4)$$

$$V_{s1} = 140.1 e^{-0.62} (OCR = 1) \quad (\text{ME, TM and T clays}) \quad (5.5)$$

Correlations 5.4 and 5.5 can be used to estimate V_{sI} values for low and high plasticity clays. Figure 5.13 illustrates that V_{sI} results fall into two ranges, with a general trend indicating a decrease of V_{sI} values when increasing the clay content of the investigated sites. As shown in this figure, the clay content has an effect on the void ratio variation range, and therefore, on V_{sI} values. In fact, a significant change in the void ratios range and a low variation of V_{sI} ($\Delta V_{sI} \cong 41$ m/s, correlation 5.4) are observed for the Abitibi (AB), Beauharnois (B) and St-Hilaire (SH) sites, which have a high clay content (76-92%). On the other hand, correlation 5.5, which was established for sites having a clay content varying between 32 and 74, shows a low variation in the void ratios range with a high value of ΔV_{sI} ($\Delta V_{sI} \cong 71$ m/s), as depicted in Fig. 5.13. Therefore, the P-RAT experimental results suggest the importance of considering the

influence of the percentage of fine particles ($<2\mu\text{m}$) when establishing empirical correlations for clays.

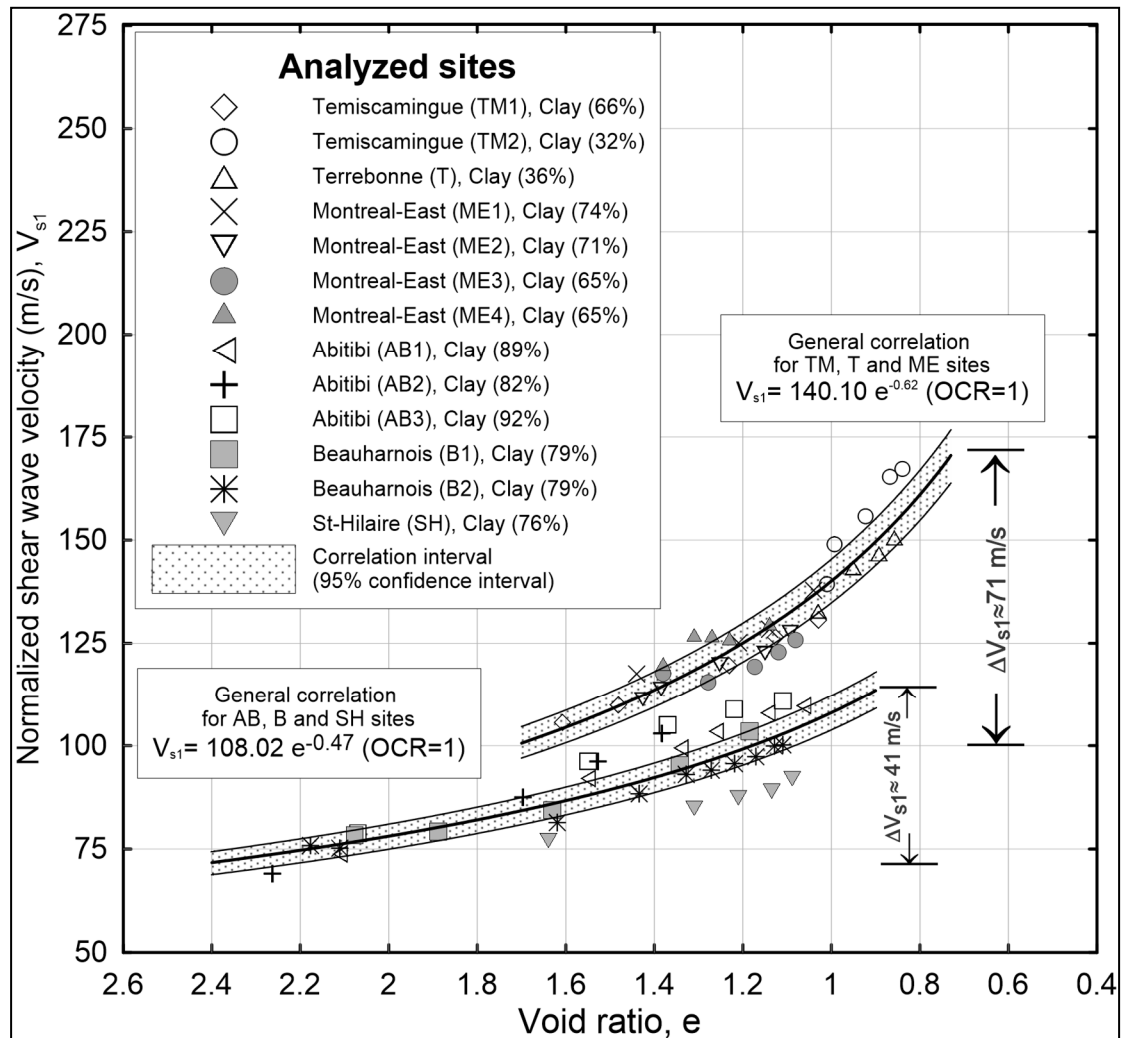


Figure 5.13 General correlations established based on P-RAT results for Eastern Canadian clay

5.7 Conclusions

Shear wave velocity measurements using P-RAT installed in an oedometer apparatus were performed on thirteen specimens extracted from six deposits of Eastern Canadian clay. Results of the P-RAT tests were then used to establish correlations between normalized shear wave velocities, V_{s1} , with overconsolidation and void ratios for low and high plasticity clays. The P-

RAT correlations established for Eastern Canadian clays can be considered as a useful tool in geophysical measurements to identify where the measurements would be the most beneficial. Moreover, the V_{sl} value calculated from these correlations may prove useful in preliminary design calculations and feasibility studies in engineering projects, especially before any in situ tests or laboratory measurements are available.

On the other hand, twenty-nine existing correlations were used to predict V_{sl} under geotechnical conditions compatible with Eastern Canadian clay sites considered, and within the limits of applicability of each existing correlation. The applicability of existing correlations was assessed by comparing the V_{sl} values obtained based on P-RAT correlations with those predicted by published empirical correlations. The comparative results indicate that several published correlations, namely, the Kim and Novak (1981), Shibuya and Tanaka (1996), Shibuya et al. (1997), Stokoe et al. (1999) and Kim and Finno (2014) correlations, yield V_{sl} values that fall between the bounds of P-RAT results, considering a 95% confidence interval. The results also show that the void ratio function has a significant effect on the predicted V_{sl} values, and therefore, on the applicability of correlations to experimental sites.

The study raises a question about the accuracy and the applicability of some published correlations. The analysis suggests that these could be improved by taking into account the effect of the percentage of fine particles ($<2\mu\text{m}$). This effect changes the void ratio variation range, which in turn has a significant impact on V_{sl} results. Based on P-RAT experimental results, and considering the clay content of the analyzed sites, two general correlations are proposed on a preliminary basis to predict V_{sl} values for Eastern Canadian clay. More laboratory V_s measurements in Canadian clay are required to establish empirical correlations readily applicable to low and high plasticity clays. The outcome of this research will assist engineers in solving questions on the applicability of existing correlations to Eastern Canadian clay.

CHAPITRE 6

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

L'objectif du travail de recherche présenté dans cette thèse doctorale est de contribuer à valoriser l'utilisation de la vitesse des ondes de cisaillement mesurée en laboratoire dans la pratique de la géotechnique pour caractériser les argiles de l'Est du Canada. Afin d'atteindre cet objectif, la recherche a comporté trois parties principales et chaque partie fait l'objet d'un article scientifique.

L'étude bibliographique menée dans le cadre de cette thèse a mis en évidence les points suivants :

- L'évolution des outils de mesure appliqués au domaine de la géotechnique durant les dernières décennies a permis de mettre en évidence, l'importance de la rigidité sous petites déformations comme un paramètre principal pour évaluer le comportement élastique du sol, la définition de l'ordre de trois phases de déformations (très petites, petites et grandes) et la détermination de la phase sous laquelle se déforme la plupart des ouvrages géotechniques.
- Les publications démontrent aussi les limites des appareils conventionnels vis-à-vis de la mesure des très petites déformations (10^{-6} ou moins). Ceci suggère d'équiper ces appareils par des éléments piézoélectriques permettant de mesurer la rigidité sous très petites déformations au moyen de la vitesse des ondes de cisaillement. Néanmoins, la rigidité maximale et de même la vitesse des ondes de cisaillement sont affectées par un grand nombre de facteurs. Leur détermination correcte est une tâche complexe et nécessite de tenir compte de ces facteurs lors de la caractérisation des sols. Actuellement, de nombreuses corrélations existent dans la littérature pour estimer la rigidité maximale ou la vitesse des ondes de cisaillement en se basant sur les paramètres

géotechniques les plus usuels, notamment l'indice des vides, le degré de surconsolidation et la contrainte de confinement.

- Les méthodes de détermination de V_s in situ et en laboratoire ont été revues. Les méthodes réalisées sur terrain peuvent être utilisées comme référence permettant de mesurer la vitesse des ondes de cisaillement de façon représentative et de caractériser le sol dans les conditions réelles. Toutefois, les méthodes utilisées en laboratoire ont l'avantage de bien identifier les conditions initiales et aux limites.
- Concernant les méthodes de mesure en laboratoire et selon les travaux tirés de la littérature, la mesure de V_s au moyen des éléments piézoélectriques est considérée comme simple et directe. Cependant, l'utilisation des bilames piézoélectriques soulève des problèmes associés à l'interprétation des résultats. Ces problèmes sont liés à l'évaluation du temps parcouru. Plusieurs méthodes dans le domaine temporel, ont été présentées dans les publications pour déterminer le temps de propagation d'une onde de cisaillement. L'interprétation de ces méthodes démontre que la mesure du temps réel est affectée par l'effet du champ proche, les réflexions des ondes aux frontières rigides et l'interférence des ondes (cisaillement et compression) causée par le mouvement fléchissant du bilame. Quelques auteurs proposent l'interprétation des signaux dans le domaine fréquentiel afin de pallier aux problèmes liés à l'interprétation des signaux dans le domaine temporel. Ces auteurs ont trouvé que le système dynamique est composé de sous-systèmes qui possèdent des fonctions de transfert et des fréquences de résonance variables. Ceci peut provoquer le déphasage et la distorsion du signal reçu et donc l'incohérence des mesures de V_s .

La technique P-RAT (*Piezoelectric ring-actuator technique*) développée à l'université de Sherbrooke et utilisée en collaboration avec l'École de technologie supérieure a été retenue pour réaliser le programme expérimental de ce projet de recherche. Cette technique permet de réduire la réflexion des ondes aux extrémités rigides, l'importance des ondes de compression et la distorsion des signaux émis et reçus. Aussi, la méthode d'interprétation de P-RAT suggérée par Karray (2008), Ethier (2009) et Karray et al. (2015) a été utilisée dans le cadre de

cette étude. Cette méthode permet de prendre en compte la dispersion et le déphasage du système et alors d'obtenir de mesures de vitesse des ondes de cisaillement plus fiables et justes.

Dans un premier temps, les corrélations empiriques proposées dans la littérature ont été regroupées sous différentes formes générales en fonction des propriétés géotechniques utilisées pour les établir. La majorité de ces corrélations n'est pas établie pour les argiles canadiennes. Alors, il est nécessaire de déterminer la plage de V_s calculée à partir de ces corrélations pour l'argile de l'Est du Canada. Onze dépôts ont été sélectionnés de la littérature et sont bien caractérisés en termes de propriétés géotechniques et de valeurs de K_0 . La plage de la variation de V_{s1} révélée par les valeurs K_{0Min} et K_{0Max} a été premièrement calculée pour les sites sélectionnés. Les valeurs de V_{s1Min} varient entre 65 et 93 m/s et V_{s1Max} entre 133 et 223 m/s pour un indice de plasticité variant entre 8 et 43. L'analyse a souligné que la dispersion entre les valeurs de V_{s1} obtenues de deux corrélations différentes est plus importante que la dispersion résultant de la variation des valeurs de K_0 dans la même corrélation. Alors, le choix de la corrélation a plus d'impact sur V_{s1} prédite que la valeur considérée de K_0 dans la corrélation.

La plage des valeurs de V_{s1} calculées lors de l'application de ces corrélations aux différents dépôts de l'argile de l'Est du Canada a été également examinée sans prendre en compte l'effet du coefficient de K_0 . L'analyse a montré que la plage de variation ($\Delta V_{s1} = V_{s1Max} - V_{s1Min}$) obtenue à partir de corrélations empiriques est principalement affectée par la fonction de l'indice des vides ($AF(e)$) intégrée dans ces corrélations. En plus, une dispersion importante est observée entre V_{s1Max} et V_{s1Min} ($\approx 60-100$ m/s) prédites par les différentes formes générales de corrélations et même par des corrélations qui ont la même forme générale ($\approx 20-60$ m/s). En effet, la variabilité de l'estimation de V_s à partir de corrélations tirées de la littérature est de l'ordre 100 m/s; cette variabilité correspond pratiquement à la différence du comportement entre une argile molle et une argile raide. Par conséquent, l'applicabilité de ces corrélations est remise en question et plus de mesures de vitesse des ondes de cisaillement dans les argiles canadiennes sont nécessaires pour établir des corrélations permettant de prédire V_s avec précision et adéquates pour les applications géotechniques dans les argiles canadiennes.

La caractérisation des argiles de l'Est du Canada sur la base de la vitesse des ondes de cisaillement a impliqué la mise au point d'un programme expérimental qui comprend un œdomètre et plusieurs équipements électriques comme le Handyscope HS3 (générateur de signal et oscilloscope) et l'amplificateur. En premier lieu, la robustesse de la technique de P-RAT pour caractériser les argiles molles sensibles a été validée en comparant les résultats des tests effectués dans deux laboratoires différents (UdeS et ÉTS) sur des matériaux similaires. Il a été démontré que les mesures de V_s ne sont pas affectées par la variation des capteurs utilisés, par les signaux d'entrée, par le système d'acquisition de données et par deux utilisateurs différents. Ceci confirme la performance de P-RAT et sa méthode d'interprétation et favorise son incorporation dans d'autres appareils et laboratoires géotechniques.

Les mesures de V_s en laboratoire ont été effectuées sur six dépôts de l'argile de l'Est du Canada ayant des propriétés géotechniques variables. L'analyse réalisée dans le cadre de cette étude a illustré la dépendance de V_s sur les paramètres géotechniques usuels, comme l'indice des vides, la contrainte effective verticale, le degré de surconsolidation, la plasticité et le pourcentage de particules fines ($< 2\mu\text{m}$). En plus, la présentation des courbes de consolidation en fonction de V_s met en évidence la pression de préconsolidation et contribue à identifier le comportement de l'argile lors de l'essai de consolidation. Les résultats de P-RAT soulignent l'importance de considérer l'effet du pourcentage de particules fines ($< 2\mu\text{m}$). Cet effet modifie la plage de variation de l'indice des vides et alors affecte considérablement les valeurs de V_s .

Des corrélations empiriques ont été établies entre la vitesse des ondes de cisaillement normalisée (V_{s1}) et les propriétés géotechniques des argiles testées comme l'indice des vides et le degré de surconsolidation. Ces corrélations permettent de prédire V_s pour l'argile de l'Est du Canada de plasticité faible et élevée. Deux corrélations générales ont été également proposées sur la base des résultats de P-RAT et selon le pourcentage de particules fines ($< 2\mu\text{m}$) dans les échantillons testés. Une corrélation a été proposée pour les sites d'Abitibi, de Beauharnois et de St-Hilaire qui ont une teneur en argile élevée (76-92 %) et une autre a été établie pour les sites ayant une teneur en argile variant entre 32 et 74 % comme Terrebonne,

Montréal-Est et Témiscamingue. La validité de ces corrélations, incluant la correction de l'effet du remaniement, a été confirmée en comparant les valeurs de V_{s1} prédites par ces corrélations avec celles mesurées sur terrain par la méthode MMASW.

L'applicabilité des corrélations proposées dans la littérature pour l'argile de l'Est du Canada a été évaluée en comparant les valeurs de V_{s1} obtenues en se basant sur les corrélations de P-RAT à celles prédites par les corrélations publiées. Les résultats comparatifs de P-RAT indiquent que plusieurs corrélations peuvent être applicables à l'argile de l'Est du Canada dont celles de Kim & Novak (1981), Shibuya & Tanaka (1996), Shibuya et al. (1997), Stokoe et al. (1999) et Kim & Finno (2014). Cependant, l'analyse soulève un questionnement sur l'applicabilité de certaines corrélations établies pour une grande plage d'indice de plasticité et sans prendre en considération l'effet du pourcentage de particules fines ($< 2\mu\text{m}$). L'analyse a également montré que la fonction de l'indice des vides a un effet significatif sur les valeurs prédites de V_{s1} et donc sur l'applicabilité des corrélations aux sites étudiés.

Ce projet de recherche constitue une contribution à valoriser l'utilisation de P-RAT pour mesurer la vitesse des ondes de cisaillement dans les argiles molles sensibles et à développer des corrélations empiriques entre V_s et les propriétés géotechniques de l'argile de l'Est du Canada. En effet, des profils de V_s peuvent être établis à l'aide d'essais de consolidation avec des mesures de V_s . De plus, les valeurs de V_s calculées à partir de corrélations établies pour l'argile de l'Est du Canada peuvent être utiles dans la conception préliminaire de projets d'ingénierie, en particulier avant que des essais in situ ou des mesures en laboratoire ne soient disponibles. Les aspects critiques des corrélations existantes à l'égard des argiles de l'Est du Canada comme la plage de dispersion des valeurs de V_s , l'effet de K_0 et l'applicabilité de ces corrélations constituent les principales contributions de ce projet de recherche.

Au sujet des perspectives futures de ce travail de recherche, l'approche expérimentale permettra de mettre en évidence les points suivants :

Il est suggéré, en premier lieu, d'accumuler plus de mesures fiables de V_s pour l'argile de l'Est du Canada, en même temps que les propriétés géotechniques mesurées. Ceci permettra de préciser, de consolider l'influence des paramètres qui affectent le plus V_s , et valider davantage les corrélations empiriques entre V_s et les propriétés géotechniques usuelles développées dans cette thèse.

Il est important de déterminer la contrainte effective horizontale et ainsi le coefficient K_0 afin de refléter mieux les conditions in situ et en particulier l'état des contraintes. En effet, dans le cas de l'argile normalement consolidée, le cheminement des contraintes in situ est assez proche de celui qui prévaut en laboratoire. Cependant, pour l'argile fortement surconsolidée, l'état des contraintes in situ doit être reproduit en laboratoire par des cycles de chargement-déchargement.

Les anneaux piézoélectriques peuvent être aussi incorporés dans l'appareil triaxial pour mesurer la vitesse des ondes de cisaillement, ceci permet de contrôler le cheminement de contraintes appliquées et les conditions de drainage et d'estimer la courbe de dégradation des matériaux testés. La littérature sur ce sujet bénéficierait de l'existence d'un plus grand nombre de mesures obtenues de cette façon.

Il est possible de développer la conception de cellule de consolidation de façon qu'elle permette de mesurer la vitesse des ondes de cisaillement dans les deux principales directions de contraintes (verticale et horizontale) et alors de prendre en compte l'anisotropie des matériaux testés.

Il serait d'ailleurs intéressant d'utiliser V_s comme un outil permettant de caractériser les propriétés rhéologiques de différents types des matériaux. Plusieurs projets ont été élaborés dans le laboratoire LG2 de l'ÉTS pour caractériser les matériaux bitumineux et les matériaux à base de ciment au moyen de la vitesse des ondes de cisaillement. Ces essais présentent des résultats favorables permettant d'encourager les chercheurs à valoriser le principe d'utiliser V_s dans la pratique de l'ingénierie.

ANNEXE I

THE ROLE OF LATERAL STRESS COEFFICIENT (K_0) ON SHEAR WAVE VELOCITY CORRELATIONS FOR CANADIAN CLAYS

Dania Elbeggo^a; Yannic Ethier^b; Mourad Karray^c and Jean-Sébastien Dubé^d

^{a, b, d} Department of Construction Engineering, École de technologie supérieure,
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada, H3C 1K3

^c Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke,
2500 Boulevard de l'Université, Sherbrooke, Québec, Canada, J1K 2R1

Cet article a été présenté à la conférence Géo Ottawa 2017.

Abstract

Shear wave velocity, V_s is a key parameter allowing characterization of a soil in the elastic range ($\gamma < 10^{-3}$ %). Several empirical correlations exist to estimate V_s . They are based namely on the mean effective stress, which requires to obtain the lateral stress coefficient at rest, K_0 . This paper presents the range of V_s calculated from various values of K_0 and for different forms of V_s correlations applied to St-Alban clay, QC. This range of V_s raises questions on the effect of the exponent n affecting the mean effective stress present in most correlations. The results allow to evaluate the relative effect on V_s of K_0 and the void ratio function. V_s obtained from correlations is also discussed based on accurate laboratory measurements using piezoelectric ring actuator technique, P-RAT.

INTRODUCTION

The shear wave velocity is a fundamental parameter to assess the seismic response of a deposit. This parameter provides valuable information about the behaviour of soil during earthquake or traffic vibration. Also, the shear wave velocity is a key parameter allowing characterization of a soil under very small strains ($\gamma < 10^{-3}$ %). Therefore, the shear wave velocity can be

considered as a geotechnical physical parameter characterizing the behaviour of soils in the elastic range.

In a linear isotropic elastic medium, the shear wave velocity is related to the shear modulus of soil, G_{max} in the very small strain domain by the relationship (Richart et al. 1970):

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (1)$$

where ρ is the bulk density of soil and V_s is the shear wave velocity with consistent set of units. Empirical correlations have been established for estimating the shear modulus, G_{max} or shear wave velocity, V_s based on physical properties of clays, such as the void ratio, plasticity, overconsolidation ratio and mean effective stress. One requires two parameters to obtain the latter, namely the effective vertical stress and the coefficient of earth pressure at rest, K_0 .

This paper examines the magnitude of V_s values obtained from correlations using available values of K_0 . It allows to discuss the relative effect of K_0 to other parameters involved in V_s correlations such as the void ratio function. The results also show the role of the exponent affecting the mean effective stress in most shear wave velocity correlations ($V_s = AF(e)OCR^K \sigma_m^n$). The value of this exponent, n is estimated based on accurate laboratory measurements of V_s on Champlain Clay using the piezoelectric ring actuator technique (P-RAT).

COEFFICIENT OF EARTH PRESSURE AT REST (K_0)

The coefficient of earth pressure at rest is the ratio of the effective horizontal pressure to the effective vertical pressure under conditions of zero lateral deformations. The in-situ vertical effective stress can be readily calculated if the profile of overburden pressure and the groundwater level are known. However, the in-situ horizontal effective stress is difficult to determine accurately because of its dependency not only on the soil properties but also on the geological history of the deposit (Brooker and Ireland, 1965; Mayne and Kulhawy, 1982).

Nowadays, several methods are available to measure horizontal stress in laboratory, in-situ and via empirical correlations. Methods for measuring K_0 in-situ include Self-boring pressure (Hamouche et al. 1995b), Hydraulic Fracturing (Lefebvre et al. 1991; Hamouche et al. 1995), Total Pressure Cells (Tavenas et al. 1975), Pressuremeter (Tavenas et al. 1975) and Dilatometers (Hamouche et al. 1995). All these methods take into account the geological history of the deposit. However, the values of K_0 show an important scatter due to the sample disturbance and therefore the change in the state of stress occurring during the installation of the probe in the soil (Tavenas et al. 1975; Lefebvre et al. 1991; Hamouche et al. 1995).

As for laboratory methods, the oedometer and triaxial geotechnical apparatus were developed or adapted for controlling lateral strains and measuring lateral stress. The consolidation cell allows to perform the test under conditions of zero lateral deformations. However, the friction between the wall of the cell and the sample is undefined (Brooker and Ireland, 1965; Mesri and Hayat, 1993; Philibert, 1984). Other researches (Campanella and Vaid, 1972; Garga and Khan, 1991) show that the triaxial apparatus minimizes the side friction, but, it is difficult to realize the test under conditions no lateral deformations.

Empirical or semi-empirical correlations are proposed in the literature to obtain K_0 . These correlations depend on the effective angle of friction, plasticity index and overconsolidation ratio. Brooker and Ireland (1965) demonstrate that the K_0 coefficient increases with increasing plasticity index and overconsolidation ratio. However, K_0 decreases with increasing effective angle of friction. It is important to note that most correlations were developed on the basis of oedometer and triaxial stress-path tests on clays. Table A I-1 shows K_0 correlations for overconsolidated clays.

Table A I-1. Correlations of K_0 for overconsolidated clays

Correlations of K_0	Reference
$K_0 = 1 - \sin(1.2\phi')(OCR)^{\sin(1.2\phi')}$	Schmidt (1967)
$K_0 = (0.19 + 0.233\log PI)OCR^{0.54\exp\frac{-PI}{281}}$	Kenney (1967)
$K_0 = 1 - \sin\phi'(OCR)^{\sin\phi'}$	Mayne and Kulhawy (1982)
$K_0 = 1 - \sin\phi'(OCR)^{0.98}$	Hamouche et al (1995) ₁
ϕ' : Effective angle of friction, OCR: Overconsolidation ratio, 1: Equation for Champlain Clay, PI: Plasticity index.	

G_{max} OR V_s CORRELATIONS

The mean effective stress that incorporates the coefficient of earth pressure at rest is an important parameter in most of proposed correlations to calculate clay stiffness under small strain, G_{max} or shear wave velocity, V_s . The correlations considered herein are grouped into four general forms. In the first form, the shear modulus, G_{max} depends on three properties namely void ratio, e , mean effective stress, σ_m' and overconsolidation ratio, OCR as shown in Table A I-2. The first general form can be written as follows:

$$G_{max} = A F(e)\sigma_m'^n OCR^K \quad (2)$$

where $F(e)$ is a function of the void ratio, n and K are exponents depending on the plasticity index of the soil, and A is a constant taking into account the influence of all other factors.

In the second form, the correlations were written in terms of V_s (Hardin and Black, 1969; Anderson, 1974; Kim and Novak, 1981). The shear wave velocity also depends on the previous three soil properties. These correlations are presented in Table A I-3 and can be written in the following general form:

$$V_s = F(e)\sigma_m'^{0.25} OCR^{K/2} \quad (3)$$

It has been noted that the influence of the overconsolidation ratio on the shear modulus, G_{max} may be neglected (Lo Presti and Jamiolkowski, 1998). Therefore, the form 3 correlations

depend mostly on two parameters, void ratio and mean effective stress. The correlations are presented in Table A-I-3 and the third general form can be written as follows:

$$G_{max} = A F(e) \sigma_m^n P_a^{1-n} \quad (4)$$

where $F(e)$ is a function of the void ratio equal to e^{-x} , P_a is the atmospheric pressure.

In other researches (Isenhower, 1979; Singh and Gardner, 1979; Koutsoufas and Fischer, 1980; Lodde 1980; Weiler, 1988; and Santagata et al. 2005), it is reported that the modulus (G_{max} or E_{max}) may not take into account the influence of the void ratio. The correlations are presented in Table A-I-4 and their general form is written as follows:

$$G_{max} \text{ or } E_{max} = A \sigma_m^n OCR^K \quad (5)$$

It is important to note that the exponent of the mean effective stress, n depends on the contact between the soil particles. Experimental and analytical approaches suggest that the exponent, n is approximately 0.33 for Hertzian contacts (elastic spherical particles). However, for spherical particles with contact yield, the value of n increases and it is about 0.5. In fact, the exponent n increases with increasing contact forces between particles and the density of packing (Santamarina et al. 2001). These authors indicate that the Hertzian model is valid in the low-stress elastic region ($n=0.33$). However, for the high-stress region, the exponent n corresponds to contact yield ($n=0.5$).

For cohesive and non-cohesive soils, the values of n are estimated based on experimental tests such as resonant column and bender elements tests. Previous studies performed on different types of soil (Sand-Clay) show that the exponent n equals to 0.5 (Hardin and Black, 1969). This value of n although controversial was used in several studies.

Other laboratory studies based on different clays found higher values of n . These values fall in the range of 0.6 and 1 (Weiler, 1988; Viggiani and Atkinson, 1995; Hicher, 1996). The scatter in values may be attributed to the void ratio function, which is not taken into account in the

analysis. These authors also found that the exponent n increases with increasing liquid limit and plasticity index.

In Tables A I-2, A I-3 and A I-4, the exponent n varies between 0.4 and 0.95. For form 1 correlations, the exponent n is between 0.5 and 0.6. In correlations written in terms of V_s , the exponent, n is constant at $n=0.25$ ($n=0.5$ in terms of G_{max}). Laboratory tests on different Italy clays showed that the exponent n varies between 0.4 and 0.59 depending on the soil properties (Lo Presti and Jamiolkowski, 1998). In form 4 correlations (Table A I-4), large values of n are observed for tested clays. These values vary between 0.8 and 0.95.

Table A I-2. G_{max} correlations for cohesive soils (form 1)

Form number	Correlation (Geotechnical properties -Type of clay)	Reference
1	$G_{max(1)} = 1230 \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m'^{0.5} OCR^K$ (e:0.5-2, PI:2-85 %, Kaolinite and Boston blue clay)	Hardin and Black (1969)
	$G_{max(2)} = 1576 \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m'^{0.5} OCR^K$ (e:0.5-1.4, PI:12-30 % OCR:1.8-6.8, Ontario clay)	Kim and Novak (1981)
	$G_{max(2)} = 90 \frac{(7.32 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m'^{0.6} OCR^K$ (e:1.5-4, PI:40-100 %, Teganuma clay)	Kokusho et al. (1982)
	$G_{max(2)1} = 4500 \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m'^{0.5} OCR^K$ (e:1.1-1.3, PI:35 %, Kaolinite)	Marcuson and Wahles (1972)
	$G_{max(2)2} = 455 \frac{(4.40 - e)^2}{(1 + e)} \sigma_m'^{0.5} OCR^K$ (e:1.5-2.5, Bentonite)	
	$G_{max} = 625 (1/(0.3 + 0.7e^2)) \sigma_m'^{0.5} P_a^{0.5} OCR^K$ (e:0.4-1.2, not specified)	Hardin (1978)
(1) G_{max} in psi, (2) G_{max} in kPa, K = 0, 0.18, 0.30, 0.41, 0.48, and 0.50 for PI = 0, 20%, 40%, 60%, 80%, $\geq 100\%$ respectively, P_a : atmospheric pressure, PI: plasticity index.		

Table A I-3. V_s or G_{max} correlations for cohesive soils (forms 2 and 3)

Form number	Correlation (Geotechnical properties -Type of clay)	Reference
2	$V_s = (103,6 - 34,93e)OCR^{K/2}\sigma_m'^{1/4}$ (e:0.5-2, PI:2-85 %, Kaolinite and Boston blue clay)	Hardin and Black (1969)
	$V_s = (93,31 - 56,44loge)OCR^{K/2}\sigma_m'^{1/4}$ (e:0.5-1.4, PI:12-30 % OCR:1.8-6.8, Ontario clay)	Kim and Novak (1981)
	$V_s = (76,24 - 31,28e)OCR^{K/2}\sigma_m'^{1/4}$ (e:0.4-2.3, PI:10-64 %, Kaolinite Bentonite and other sites of clay)	Anderson (1974)
3	$G_{max} = 740 e^{-1.27}\sigma_m'^{0.46}p_a^{0.54}$ (e:1-1.8, PI:10-30 %, Avezzano clay)	Lo Presti and Jamiolkowski (1998)
	$G_{max} = 440 e^{-1.11}\sigma_m'^{0.58}p_a^{0.42}$ (e:0.9-1.2, PI:10-40 %, Garigliano clay)	
	$G_{max} = 500 e^{-1.33}\sigma_m'^{0.4}p_a^{0.6}$ (e:0.6-0.8, PI:15-40 %, Montalado di Castro clay)	
	$G_{max} = 520 e^{-1.30}\sigma_m'^{0.5}p_a^{0.5}$ (e:1.4-1.8, PI:44 %, Panigaglia clay)	
	$G_{max} = 640 e^{-1.52}\sigma_m'^{0.4}p_a^{0.6}$ (e:1.6-3, PI:45-75 %, Fucino clay)	
	$G_{max} = 500 e^{-1.43}\sigma_m'^{0.44}p_a^{0.56}$ (e:0.8-1.8, PI:23-46 %, Pisa clay)	
V _s in m/s and G _{max} in kPa		

Table A I-4. E_{max} or G_{max} correlations of for cohesive soils (form 4)

Form number	Correlation (Geotechnical properties -Type of clay)	Reference
4	$G_{max(1)} = 375\sigma_m^{0.85}OCR^{0.59}$ (LL:34-35 %, PI:14 %-15 %, Gulf of Alaska clay)	Singh and Gardner (1979)
	$G_{max(1)} = 440\sigma_m^{0.85}OCR^{0.27}$ (LL:29-39 %, PI:16-18 % OCR:5-9, clay of AGS CL)	Koutsoufas and Fischer (1980)
	$G_{max(1)} = 125\sigma_m^{0.69}OCR^{1.1}$ (LL:93-95 %, PI:24-36 % OCR:5-9, clay of AGS CH)	
	$G_{max(1)} = 165\sigma_m^{0.95}OCR^{0.51}$ (LL:88 %, PI:43 %, San Francisco Bay Mud clay)	Isenhower (1979), Lodde (1980)
	$G_{max(1)} = 250\sigma_m^{0.86}OCR^{0.6}$ (LL:40-46 %, PI:19-23 %, OCR:2-8, Boston clay)	Weiler (1988)
	$E_{max(2)} = 617\sigma_m^{0.8}OCR^{0.51}$ (LL:46 %, PI:23 %, OCR:1-8, Boston clay)	Santagata et al. (2005)
(1) G_{max} in TSF, (2) E_{max} in MPa ($\nu=0.5$), ⁽³⁾ G_{max} in kPa, LL: liquid limit.		

PIEZOELECTRIC RING-ACTUATOR TECHNIQUE (P-RAT)

The piezoelectric ring-actuator technique, P-RAT was used at ÉTS for measuring shear wave velocity. This technique was developed at the University of Sherbrooke (Gamal El Dean, 2007; Ethier, 2009; Karray et al. 2015). The P-RAT can be incorporated into conventional geotechnical apparatus such as triaxial and consolidation cells. This technique involves using two piezoelectric ring elements, which are installed in the top and base platens of an oedometer cell for this study. These piezoelectric elements act as an emitter and a receiver. Figure A I-1 illustrates the equipment that is part of the study used for measuring shear wave velocity including a signal generator, an oscilloscope and a power amplifier.

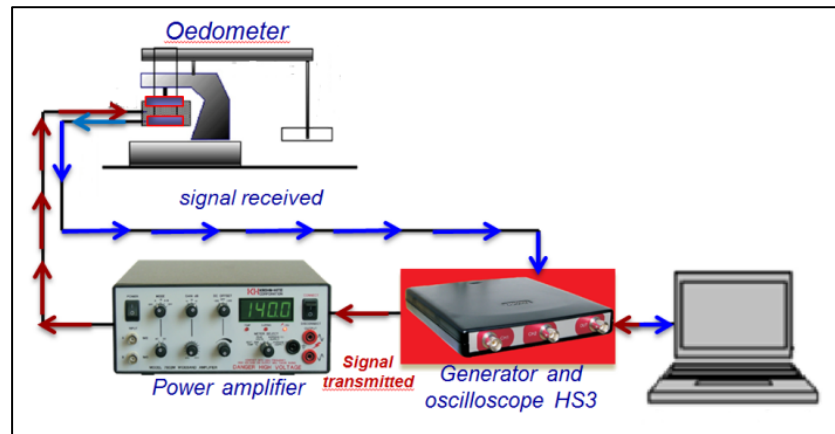


Figure A I-1. General assembly system of P-RAT

ANALYZED SITES

Two deposits of Canadian Champlain Clays are selected for this analysis. They are referred as St-Alban and Montreal-East sites.

The St-Alban (SA) site is located 80 km West of Quebec City. The main geotechnical characteristics for this site are summarized in Table A I-5. The shear wave velocity was measured by the Spectral analysis of surface waves, SASW (Lefebvre et al. 1994). The coefficient K_0 was estimated using in-situ tests, laboratory measurements and from empirical correlations as shown in Table A I-6. For in-situ measurements, different techniques were used such as hydraulic fracturing, HF, total pressure cell, TPC and pressuremeter, P (Tavenas et al. 1975).

In addition to the fundamental definition of K_0 , different stress ratios were proposed for calculating the K_0 coefficient in laboratory as shown in Table 5 (Philibert, 1984). K_0 was also estimated using empirical correlations from Table A I-1. Indeed, these correlations generally provide similar values of K_0 . However, Hamouche et al. (1995) correlation shows K_0 values higher than those calculated using other correlations.

Table A I-5. Geotechnical properties of analyzed sites

Site	Sample Depth (m)	e	LL%	PI%	OCR	V _{s1} m/s
Montreal-East	TM-8 5.2 - 5.8	1.57	64	40	2.6	128.6 ₁
	TM-10 7.6 - 8.2	1.53	56	32	3.2	125.3 ₁
	TM-12 10.7 - 11.3	1.57	59	34	2.8	128.8 ₁
	TM-14 13.7 - 14.3	1.47	58	34	3.1	126.8 ₁
St-Alban	SA 6	1.65	40	17	2.4	130 ₂
1: Piezoelectric ring-actuator technique (P-RAT)						
2: Spectral analysis of surface waves (SASW)						

Table A I-6. Values of K₀ in-situ, in laboratory and estimated by empirical correlations for St-Alban site.

St-Alban site			
K ₀ In situ		K ₀ Laboratory	
0.95 _{HF}		0.7 ₍₁₎	
0.45 _P		1.06 ₍₂₎	
1.15 _{TPC}			
K ₀ correlations			
Kenney (1959)	Schmidt (1967)	Mayne and Kulhawy (1982)	Hamouche et al (1995)
0.72	0.70	0.78	1.20
HF: hydraulic fracturing, TPC: Total pressure cells, P: Pressuremeter, 1: Ratio of maximum stress ($\sigma'_{ph}/\sigma'_{pv}$), 2: Ratio of increased stress ($\Delta\sigma'_h/\Delta\sigma'_v$),			

For the Montreal-East site, the P-RAT technique was used to obtain shear wave velocity measurements on four undisturbed samples (TM-8, TM-10, TM-12 and TM-14). The overconsolidation ratio of this deposit is between 2.6 and 3.2. The liquid limit is between 56 and 64, while its plasticity index varies from 32 to 40 (Table A I-5). The K_0 values were estimated based on laboratory measurements performed on Champlain clays by Philibert (1984).

METHOD AND ANALYSIS

The correlations presented in Tables A I-2, A I-3 and A I-4 are used to estimate the V_s values for St-Alban clay. Equation [1] was used to obtain V_s values for correlations written in terms of G_{max} . For correlations written in terms of E_{max} , the shear modulus, G_{max} was first calculated using the equation $G_{max}=E_{max}/(1+2 \nu)$, considering the Poisson's ratio ν is 0.5 and then equation [1] was used to obtain V_s values. In order to evaluate the influence of K_0 and eliminate the effect of depth, the V_s values are normalized using the vertical effective stress, σ'_v . The normalized shear wave velocity, V_{s1} is determined using the following expression:

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (6)$$

where V_{s1} is the normalized shear wave velocity in m/s, P_a is the reference stress typically 100 kPa, σ'_v is the effective vertical stress.

The results are presented in terms of minimum and maximum values of normalized shear wave velocity, V_{s1min} , V_{s1max} for the St-Alban site. The values of V_{s1min} and V_{s1max} correspond respectively to K_{0min} and K_{0max} as obtained from the above-mentioned approaches. Table A I-7 shows the V_{s1min} , V_{s1max} and the relative difference (D %) between V_{s1min} and V_{s1max} for the St-Alban site. This relative difference is calculated here using the following equation:

$$D \% = \frac{(V_{s1max} - V_{s1min})}{V_{s1min}} * 100 \quad (7)$$

For form 1 correlations, Table A I-7 shows that the Kim and Novak (1981) correlation reveals values of V_{s1min} , V_{s1max} lower than those obtained with other correlations. However, the Marcuson and Wahls (1972)₁ correlations give values of V_{s1min} , V_{s1max} higher than other correlations. In form 1 correlations, the relative difference is constant when the exponent of mean effective stress is 0.5 and this relative difference is independent of the void ratio function. However, the relative difference increases with increasing the exponent of mean effective stress ($n=0.6$) such as obtained with the Kokusho et al. (1982) correlation. Indeed, the relative difference D (%) varies between 16 % (for $n=0.5$) and 19 % (for $n=0.6$) as shown in Table A I-7.

In form 2 correlations, the exponent of mean effective stress is constant at 0.25. Thus, the relative difference, D % is constant even when the void ratio function $AF(e)$ changes (Table A I-7). This relative difference is about 16 %. Moreover, Table A I-7 shows that Anderson (1974) correlation gives values of V_{s1min} , V_{s1max} lower than those obtained with other correlations.

The form 3 correlations do not take into account the effect of overconsolidation ratio. The relative difference increases with increasing the n exponent. This relative difference is between 12.3 % (for $n=0.4$) and 18.4 % (for $n=0.58$). However, form 4 correlations show a relative difference higher than those obtained in forms 1, 2 and 3 correlations. This relative difference increases with the values of n and it is between 22.2 % (for $n=0.69$) and 31.5 % (for $n=0.95$).

Table A I-7 suggests that the relative difference depends on the exponent of the mean effective stress present in V_s correlations. This relative difference is independent of the void ratio function (forms 1, 2 and 3). Therefore, the role of K_0 in V_s correlations depends on the exponent n .

Table A I-7. Values of V_{s1min} , V_{s1max} and relative difference D (%) for St-Alban site

Site	Form1						
St-Alban	V_{s1} (m/s)	Hardin and Black (1969) n=0.5	Kim and Novak (1981) n=0.5	Kokusho et al. (1982) n=0.6	Marcuson and Wahls (1972) ₁ n=0.5	Marcuson and Wahls (1972) ₂ n=0.5	Hardin (1978) n=0.5
	V_{s1min}	112.5	78.6	94.2	132.8	88	129.5
	V_{s1max}	130.1	90.9	112.1	153.6	101.7	149.7
	D(%)	15.7	15.7	19.1	15.7	15.7	15.7
	Form2						
	V_{s1} (m/s)	Hardin and Black (1969) n=0.25		Kim and Novak (1981) n=0.25		Anderson (1974) n=0.25	
	V_{s1min}	75.7		82.4		40.6	
	V_{s1max}	87.6		95.3		46.9	
	D(%)	15.7		15.7		15.7	
	Form 3 (Lo Presti and Jamiolkowski) (1998)						
	V_{s1} (m/s)	X= -1.11 n=0.58	X= -1.27 n=0.46	X= -1.33 n=0.4	X= -1.30 n=0.5	X= -1.52 n=0.4	X= -1.43 n=0.44
	V_{s1min}	106.5	145.1	122.9	117.2	132.6	116.3
	V_{s1max}	126.1	165.9	138.	135.5	148.9	132.2
	D(%)	18.4	14.3	12.3	15.7	12.3	13.7
	Form 4						
	V_{s1} (m/s)	Weiler (1988) n=0.86	Singh and Gardner (1979) n=0.85	Koutsoufas and Fischer (1980) ₁ n=0.84	Koutsoufas and Fischer (1980) ₂ n=0.69	Isenhower (1979). Lodde (1980) n=0.95	Santagata et al. (2005) n=0.8
V_{s1min}	111.2	136.6	128,9	110,5	81.4	157	
V_{s1max}	142.8	175	165,1	135,1	107.3	198.1	
D(%)	28.4	28.1	28.1	22.2	31.8	26.2	

In order to evaluate the relative effect of K_0 and void ratio, the normalized shear wave velocity, V_{s1} was calculated for each value of K_0 and for different forms of correlations for St-Alban site. Figure A I-2 shows the normalized shear wave velocity, V_{s1} predicted by correlations forms 1 and 2 as a function of K_0 .

In form 1 correlations, Hardin and Black (1969) correlation gives value of V_{s1} close to the in situ measure (130 m/s). However, correlations proposed by Hardin (1978) and Marcuson and Wahls (1972)₁ give values of V_{s1} greater than those obtained in situ. The relative difference was calculated for the same value of K_0 ($K_0=0.45$) for form 1 correlations. The maximum relative difference was obtained for Kim and Novak (1981) and Marcuson and Wahls (1972)₁ correlations, as it reaches 69 %. However, the minimum relative difference is about 2.6 % (for

Marcuson and Wahls (1972)₁ and Hardin (1978) correlations). Those D_{\max} (%) are greater than values calculated in Table 7 (D_{\max} %=19 %). Therefore, it implies the role of void ratio function $AF(e)$ is more important than the K_0 coefficient in form 1 correlations.

Form 2 correlations show values of V_{s1} smaller than those measured in situ (130 m/s). The minimum and maximum relative difference are respectively 8.8 % (for Hardin and Black (1969) and Kim and Novak (1981) correlations) and 100 % (for Anderson (1974) and Kim and Novak (1981) correlations). Indeed, the use of different void ratio function increases the scatter between $V_{s1\max}$ and $V_{s1\min}$. Thus, it also implies the predominant effect of the void ratio function.

For form 3 correlations, higher values of V_{s1} than those measured in situ (130 m/s) are obtained as shown in Figure 3. However, the correlations of Lo Presti and Jamiolkowski (1998), with exponents of void ratio $X=-1.30$, $X=-1.33$ and $X=-1.43$ give values of V_{s1} close to that obtained in-situ for St-Alban site. The relative difference was calculated for form 3 correlations considering the same value of K_0 , 0.45. A D_{\max} (%) of 36 % was obtained for correlations which have the exponents of void ratio $X=-1.27$ and $X=-1.11$. On the other hand, a D_{\min} (%) of 0.75 % was calculated for correlations which have exponents of void ratio $X=-1.30$ and $X=-1.43$. The scatter between the minimum and maximum relative difference is related to the constant A proposed in form 3 correlations. The D_{\max} (%) is also greater than D_{\max} (%) obtained in Table 7 ($D_{\max}=18.4$ %). Therefore, the $AF(e)$ function plays a significant role on V_{s1} values.

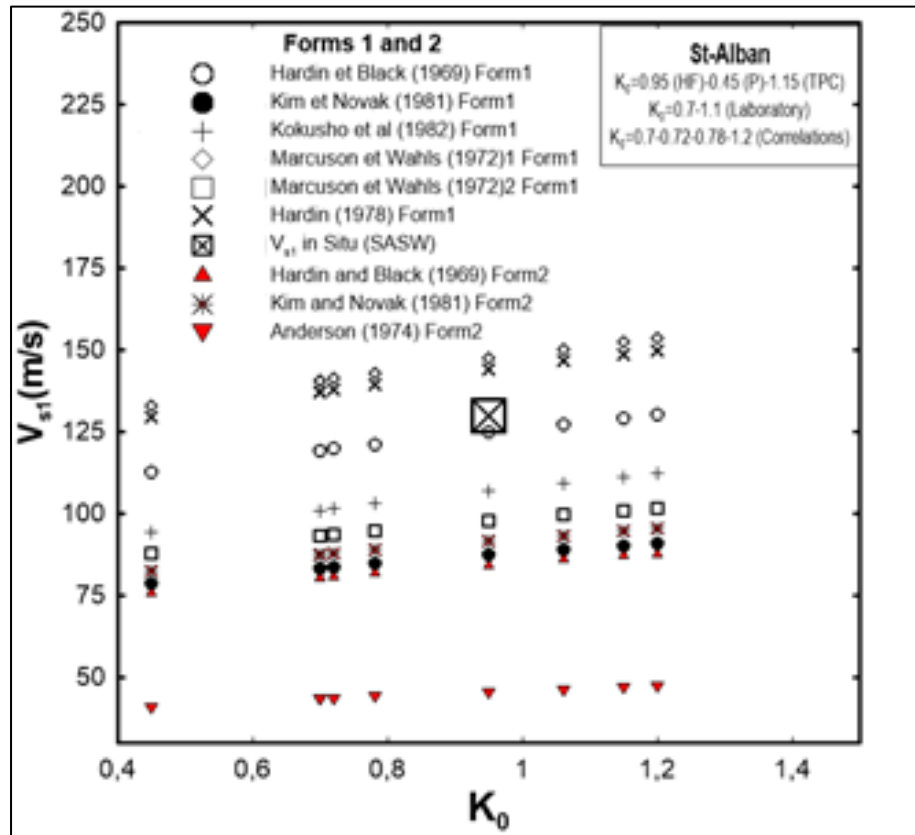


Figure A I-2. Normalized shear wave velocity as a function of the coefficient K_0 for forms 1 and 2 correlations

Figure A I-3 shows also the values of V_{s1} as a function of K_0 for form 4 correlations. Weiler (1988) and Koutsoufas and Fischer (1980)₂ correlations give values of V_{s1} that correspond to in-situ values (130 m/s) for St-Alban clay. The D_{max} (%) was calculated using Isenhower, (1979) and Santagata et al. (2005) correlations and a relative difference of 93 % was obtained (for $K_0=0.45$). These correlations share the same exponent of overconsolidation ratio (K) and values of n close to each others. However, Santagata et al. (2005) correlation has a constant $A=617$ which is greater than the A constant present in Isenhower (1979) correlation ($A=165$). This raises the question of the role of constant, A which depends on the geotechnical properties of the soil. The D_{min} (%) was obtained for Koutsoufas and Fischer (1980)₂ and Weiler (1988) correlations, both being nearly 0.6 % ($K_0=0.45$). There are three variables n , K and A in form

4 correlations (Table A I-4). Thus, it is difficult to evaluate the role of a parameter with respect to the other present in these correlations.

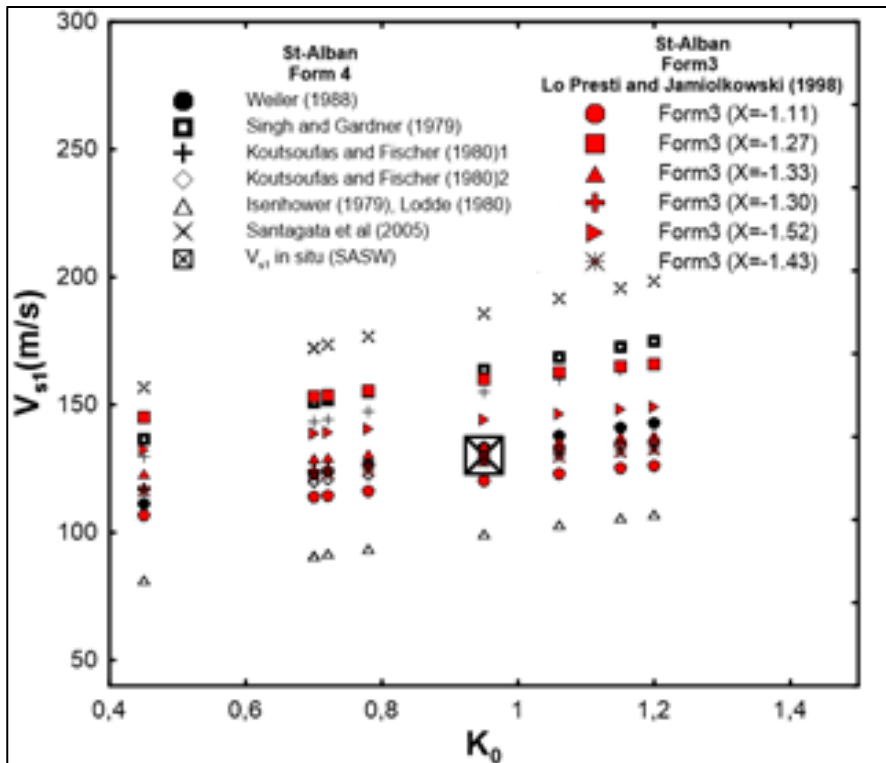


Figure A I-3. Normalized shear wave velocity as a function of the coefficient K_0 for forms 3 and 4 correlations

The precedent analysis for St-Alban site shows that the relative difference, D (%) between V_{s1min} and V_{s1max} depends mainly on the exponent n of the mean effective stress. Therefore, the role of K_0 in V_s correlations is strongly related to the exponent n ; when this value increases the difference between K_{0min} and K_{0max} increases. The void ratio function has a significant role in forms 1, 2 and 3 correlations. This role is more important than the coefficient K_0 in these V_s correlations.

For Montreal-East site, the exponent n was estimated based on laboratory V_s measurements using P-RAT. The consolidation curves of undisturbed samples extracted from different depths are shown in Figure A I-4. Figure 4a shows the variation of void ratio as a function of vertical effective stress while figure 4b shows values of V_s measured at each level of applied stress. In

order to estimate the void ratio function for this site, shear wave velocity values are normalized with respect to the applied effective stress, yielding V_{s1} . V_{s1} is in turn normalized with respect to overconsolidation ratio, $V_{s1}/OCR^{0.13}$ and void ratio function ($139.57 e^{-0.4}$).

The ratio $V_s/OCR^{0.13} * AF(e)$ is plotted as a function of mean effective stress. Both of them are shown in logarithmic scale in Figure A I-5. The value of n was obtained by fitting available data in Figure 5. The value of n is 0.25 with coefficient of correlation $R^2=0.89$. It is important to note that the value of n was obtained for correlations written in terms of V_s . In other words, for correlations in terms of G_{max} , the value of n is 0.5. Indeed, this value corresponds to the value proposed by experimental and analytical approaches in many researches (Hardin and Black, 1969; Marcuson and Wahles, 1972).

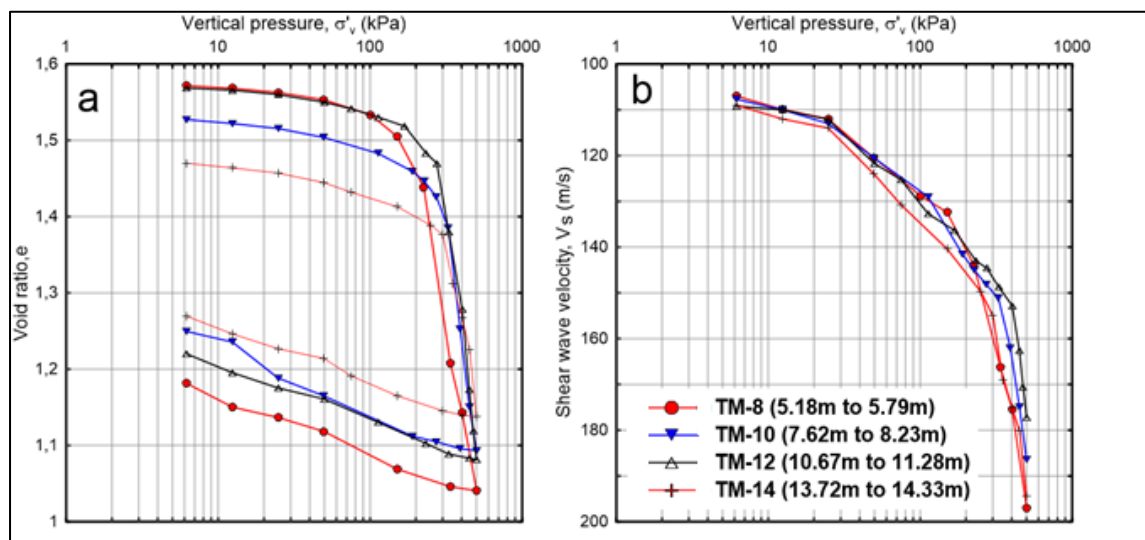


Figure A I-4. Consolidation tests results for Montreal-East site in terms of a) void ratio and b) V_s using P-RAT

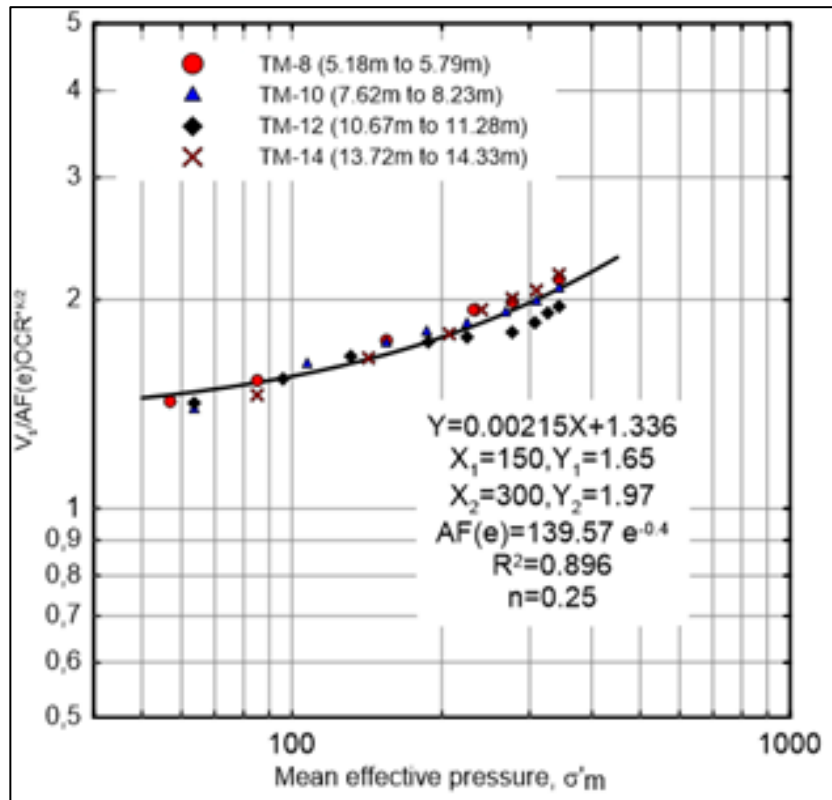


Figure A I-5. Value of exponent n estimated using P-RAT for Montreal-East site

SUMMARY AND CONCLUSION

This paper examined the role of K_0 from 21 V_s (or G_{max}) correlations written in terms of mean effective stress, void ratio and overconsolidation ratio. Two deposits of Champlain Clays have been chosen for this analysis: St-Alban and Montreal-East, Quebec.

For St-Alban clay, V_{s1min} , V_{s1max} and relative difference, D (%) were calculated for different forms of correlations and presented in Table A I-7. It illustrates that the relative difference increases with increasing the exponent n varying from 12.3 % (for $n=0.4$) to 31.8 % (for $n=0.95$). This relative difference is independent of the void ratio function, $AF(e)$ in forms 1, 2 and 3 correlations.

To evaluate the relative effect on V_s of K_0 and void ratio function for the St-Alban site, the D_{\min} (%) and D_{\max} (%) were calculated for different forms of V_s correlations for the same value of K_0 . D_{\max} (%) appears higher than the value shown in Table A I-7 (which was calculated at different values of K_0 , but for the same correlation). Therefore, for forms 1, 2 and 3 correlations, the role of the void ratio function is more significant than the coefficient K_0 .

Moreover, the analysis showed a large relative difference ($D_{\max} = 287$ % for $K_0 = 0.45$) between $V_{s1\min}$ and $V_{s1\max}$ predicted by different forms of correlations and even by correlations which have the same general form ($D_{\max} = 100$ % for form 2 correlations). Among the general forms examined, form 3 results in the minimum relative difference ($D_{\max} = 36$ % for $K_0 = 0.45$). Also, the minimum and maximum normalised shear wave velocity predicted by different forms of correlations for St-Alban site ($K_0 = 0.45$) are respectively 40.6 m/s and 157 m/s.

For the Montreal-East site, the shear wave velocity was measured using P-RAT on four undisturbed samples. V_s is then normalized with respect to applied vertical stress, overconsolidation ratio and void ratio function and plotted as a function of mean effective vertical stress. The results show that the exponent n equals to 0.25 (estimated in terms of V_s). Indeed, this value of n is typical of the n value proposed by experimental and analytical approaches in several researches.

In fact, the magnitude of V_s depends mainly on the void ratio function but also on the effective stress conditions, which are influenced by soil anisotropy. Therefore, it appears important to measure the coefficient K_0 based on reliable laboratory measurements of the shear wave velocity.

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Addo, K.O., & Robertson, P.K. (1992). Shear wave velocity measurement of soils using Rayleigh waves. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 558-568.
- Alvarado, G., & Coop, M. R. (2012). On the performance of bender elements in triaxial tests. *Geotechnique*, 62(1), 1-17.
- Anderson, D. J. (1974). *Dynamic modulus of cohesive Soils*. (Thèse de doctorat, University of Michigan, US).
- Anderson, D. G. & Stokoe, K. H. II (1978). Shear modulus: a time-dependent soil property. In Dynamic geotechnical testing. *Geotechnical Testing Journal, ASTM, STP654*, 66-90. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- Amundsen, H.A., Dang, H., Adamson, M., Emdal, A., & Thakur, V. (2017). A New Laboratory Procedure to Study Stress Relief in Soil Samples, *Landslides in Sensitive Clays, From Research to Implementation*, (pp. 121-131). New York, Switzerland, Cham: Springer International Publishing.
- Arulnathan, R., Boulanger, R. W., & Riemer, M. F. (1998). Analysis of Bender Element tests. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 21(2), 120-131.
- Atkinson, J.H. (2000). Non-Linear Soil Stiffness in Routine Design, *Geotechnique*, 50(5), 487-508.
- Atkinson, J. H., & G. Sallfors. (1991). *Experimental Determination of Soil Properties*. International Proceeding of the 10th ICSMFE, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 3, 915-956.
- ASTM International (2008a). *Standard test methods for Cross-hole seismic testing*, D4428/D4428M-07, ASTM Book of Standard, Volume 04.08, Soil and Rock (I): D420 - D5611, West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM International (2008b). *Standard test methods for Down-hole seismic testing*, D7400-08, ASTM Book of Standards, Volume 04.09, Soil and Rock (II): D5714 - D7400, West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM International (2008c). *Standard test methods for modulus and damping of soils by Resonant-Column method*, D4415-07, ASTM Book of Standards, Volume 04.08, Soil and Rock (I): D420 - D5611, West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM International (2017). *Standard test method for Particle-Size distribution of Fine-Grained soils using the Sedimentation Analysis*. ASTM D7928-17. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM International (2016). *Standard test method for mechanical Cone Penetration testing of soils*, ASTM D3441-16. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM International (2019). *Standard test method for determination of shear wave velocity and initial shear modulus in soil specimens using Bender Elements*. ASTM D8295-19. West Conshohocken, PA: ASTM International.

Ayala, J. L., Villalobos, F. A., & Alvarado, G. (2017). Study of the elastic shear modulus of Bio Bio sand using Bender Elements in an Oedometer. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 40 (4), 673-682.

Bates, C. R. (1989). Dynamic Soil Property Measurements During Triaxial Testing. *Geotechnique*, 39(4), 721-726.

Ben Romdhan, M., Hussien, M. N., & Karray, M. (2014). *The use of piezoelectric ring-actuator technique in shear wave velocity measurement of granular media*. 67th Canadian Geotechnical Conference - *GeoRegina2014*, Regina, Canada.

Biarez, J. & P. Y. Hicher. (1994). *Elementary Mechanics of Soil Behaviour*. Balkema, Rotterdam, Netherlands.

Biot, M.A. (1956a). Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. I. Low frequency range. *Journal of the Acoustical society of America*, 28(168), 168-178.

Biot, M.A. (1956b). Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. II. Higher frequency range. *Journal of the Acoustical society of America*, 28(168), 179-191.

Blewett, J., Blewett, I. J., & Woodward, P. K. (2000). Phase and amplitude responses associated with the measurement of shear wave velocity in sand by Bender Elements. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(6), 1348–1357.

Bourgeois, C. (1997). *Module de cisaillement à petites déformations des argiles de Champlain*. (Mémoire de maîtrise, Université de Laval, Qc).

Bonal, J., Donohue, S., & McNally, C. (2012). Wavelet analysis of bender element signals. *Geotechnique*, 62(3), 243-252.

- Brignoli, E. G. M., Gotti, M., & Stokoe II, K. H. (1996). Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 19(4), 384-397.
- Brandenberg, S. J., Kutter, B. L., & Wilson, D. W. (2008). Fast Stacking and Phase Corrections of Shear Wave Signals in a Noisy Environment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(8), 1154-1165.
- Brandenberg, S.J., Bellana, N., & Shantz, T. (2010). Shear wave velocity as function of standard penetration test resistance and vertical effective stress at California bridge sites. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(10), 1026-1035.
- Brooker, E. W. & Ireland, H. O. (1965). Earth pressure at rest related to stress history. *Canadian Geotechnical Journal*, 2 (1), 1-15.
- Bui, M. T. (2009). *Influence of some particle characteristics on the small strain response of granular materials*. (Thèse de doctorat, University of Southampton, Royaume-Uni).
- Burland, J.B. (1989). Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: Small is beautiful - the stiffness of soils at small strains. *Canadian Geotechnical Journal*, 26, 499-516.
- Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays, *Geotechnique*, 40(3), 329-378.
- Burnotte, F. (2003). *Consolidation électro-osmotique des fondations argileuses sous les remblais: optimisation et application en chantier*. (Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc).
- Burnotte, F., Lefebvre, G., & Grondin, G. (2004). A case record of electroosmotic consolidation of soft clay with improved soil-electrode contact. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(6), 1038–1053.
- Canadian Geotechnical Society. (1992). Canadian foundation engineering manual, third edition, 511 p.
- Camacho-Tauta, J., Ali, H. Cascante, G., & Viana de Fonseca, A. (2017). Experimental and numerical observations of the frequency –domain method in bender - element testing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 143(2), 04016096.
- Campanella, R.G. & Vaid, Y.P. (1972). A Simple K_0 triaxial cell, *Canadian Geotechnical Journal*, 9, 249-260.
- Cha, M. & Cho, G.C. (2007). Shear Strength Estimation of Sandy Soils Using Shear Wave Velocity. *ASTM, Geotechnical testing journal*, États-Unis, 30(6), 1-12.

- Cho, G. C. & Santamarina, J. C. (2001). Unsaturated particulate materials-particle level studies. *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(1), 84-96.
- Comina, C., Foti, S., Musso, G., & Romero, E. (2008). EIT Oedometer: An advanced cell to monitor spatial and time variability in soil with electrical and seismic measurements. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 31(5), 404-412.
- Clayton, C.R.I. (2011). Stiffness at small strain: research and practice, *Geotechnique*, 61(1), 5-37.
- D' Elia, B. & Lanzo, G. (1996). *Laboratory and field determinations of small-strain shear modulus of natural soil deposits*. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico.
- Dion Gagnier, G. (2019). *Analyse de la méthode P-RAT et caractérisation des argiles de la mer Champlain par la vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_s* . (Mémoire de maîtrise, École de Technologie Supérieure, Montréal, Qc).
- Dobry, R. & M. Vucetic. (1987). *Dynamic Properties and Seismic Response of Soft Clay Deposits*. Comptes rendus, International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico, 2, 51-87.
- Duan, W., Cai, G., Liu, S., & Puppala, A. (2019). Correlations between shear wave velocity and geotechnical parameters for Jiangsu clays of China. *Pure and Applied Geophysics*, 176(2), 669-684.
- Dyvik, R. & Madshus, C. (1985). *Laboratory measurements of G_{max} using bender elements*. Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions. Proceedings of a session held in conjunction with the ASCE Convention, Detroit, Michigan, 186-196.
- Elbeggo, D., Ethier, Y., Karray, M., & Dubé, J.S (2013). Shear wave velocity values in Canadian Champlain Sea clays as predicted by empirical correlations. 66th Canadian Geotechnical conference, GeoMontreal, Quebec, Canada.
- Hussien, M. N., Elbeggo, D., & Karray, M. (2016). Shear wave velocity of soft sensitive clay using novel piezoelectric technique P-RAT. 69th Canadian Geotechnical conference, GeoVancouver, Quebec, Canada.
- Elbeggo, D., Ethier, Y., Karray, M., & Dubé, J.S (2017). The role of lateral stress coefficient (K_0) on Shear wave velocity correlations for Canadian clays. 70th Canadian Geotechnical conference, GeoOttawa, Quebec, Canada.
- Elbeggo, D., Hussien, M. N., Ethier, Y., & Karray, M. (2019). Robustness of the P-RAT in shear-wave velocity measurement of soft clays. ASCE, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 145(5), 04019014.

- Elbeggo, D., Ethier, Y., Karray, M., & Dubé, J.S (2022). Shear wave velocity values predicted by empirical laboratory correlations for Eastern Canadian clays. 75th Canadian Geotechnical conference, GeoCalgary, Quebec, Canada.
- Ethier, Y. (2009). *La mesure en laboratoire de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement*. (Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc).
- Ethier, Y., Karray, M., & Lefebvre, G. (2011). *Simulations of elastic wave propagation using FLAC to optimize the measurement of shear wave velocity in the laboratory*. In Proceedings of the 2nd international FLAC/DEM symposium, Continuum, and distinct element numerical modeling in geomchanics, Melbourne, Australia, 519-527.
- Fioravante, V. (2000). Anisotropy of small-strain stiffness of Ticino and Kenya sands from seismic wave propagation measured in triaxial testing. *Journal Soils and Foundations*, 40(4), 129-142.
- Gamal El Dean, D. (2007). *Development of a new piezoelectric pulse testing device and soil characterization using shear waves*. (Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc).
- Garga, V.K. & Khan, M.A. (1991). Laboratory Evaluation of K_0 for Overconsolidated Clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 28, 650-659.
- Greening, P.D. & Nash, D.F.T. (2004). Frequency domain determination of G_0 using bender elements. *Geotechnical Testing Journal*, 27(3), 288-294.
- Hamouche, K.K, Roy, M & Leroueil, S. (1995b). A Pressuremeter Study of Louiseville Sensitive Clay Deposit, In Proceedings of the 4th International Symposium on Pressuremeters, Sherbrooke, Quebec, 161–168.
- Hamouche, K.K., Leroueil, S., Roy, M., & Lutenegeger A.J. (1995). In Situ evaluation of K_0 in Eastern Canada Clays. *Canadian geotechnical journal*, 32, 677-688.
- Hardin, B.O. & Black, W.L. (1968). Vibration modulus of normally consolidated clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94(SM2), 353-373.
- Hardin, B.O. & Black, W.L. (1969). Vibration modulus of normally consolidated clay Closure. *ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 95(SM6), 1531-1537.
- Hardin, B.O., & Drnevich, V.P. (1972). Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, États-Unis, 98(SM6), 603-624.

- Hardin, B.O. & Drnevich, V.P. (1972b). Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, États-Unis, 98(SM7), 667-692.
- Hardin, B.O. & Richart, F.E. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, États-Unis, 89(SM1), 33-65.
- Hicher, Pierre-Yves (1996). Elastic properties of soils. *Journal Geotechnical Engineering*, 122(8), 641-649.
- Hussien, M. N. & Karray, M. (2016). Shear wave velocity as a geotechnical parameter: An Overview. *Canadian geotechnical journal*, 53(2), 252-272.
- Hussien, M.N & Karray, M. (2021). Piezoelectric Ring-Actuator Technique: In-Depth Scrutiny of Interpretation Method, *Geotechnical Testing Journal*, 44(1), 205-215.
- Isenhower, W.M. (1979). *Torsional simple shear/resonant column properties of San Francisco Bay Mud*. (Thèse de doctorat, Université de Texas, Austin).
- Ismail, M. A., & Rammah, K. I. (2006). A New Setup for Measuring G_0 during Laboratory Compaction. *Geotechnical Testing Journal, ASTM* , 29(4), 280-288.
- Ismail, M. A., Sharma, S. S., & Fahey, M. (2005). A Small True Triaxial Apparatus with Wave Velocity Measurement. *Geotechnical Testing Journal, ASTM* , 28(2), 113-122.
- Jaky, J. (1948). *Pressure in soils*, Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 103-107.
- Jamiolkowski, H., Lancellotta, R. H., & Lo Presti, D.C.F. (1995). *Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays*. Proceeding of 1st International Symposium on Pre-failure Deformation of Geomaterials, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 2, 817-836.
- Jovicic, V., Coop, M. R., & Simic, M. (1996). Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests. *Geotechnique*, 46(2), 357-362.
- Kagawa, T. (1992). Moduli and damping factors of soft marine clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(9), 1360-1375.
- Kallioglou, P., Tika, T., & Pitilakis, K. (1999). *Dynamic characteristics of natural cohesive soils*. Proceeding of the 2nd international conference on earthquake geotechnical engineering, Lisbon, Portugal, 113-117.
- Kallioglou, P., Tika, T., & Pitilakis, K. (2008). Shear modulus and damping ratio of cohesive soils, *Journal of Earthquake Engineering*, 12(6), 879-913.

- Karray, M. (2011). Cours dynamique et vibration des sols. *Université de Sherbrooke, Canada*.
- Karray, M. (1999). *Utilisation de l'analyse modale des ondes de Rayleigh comme outil d'investigation géotechnique in-situ*. (Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC).
- Karray, M., & Lefebvre, G. (2009). Techniques for mode separation in Rayleigh Waves testing. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 607-619.
- Karray, M. (2008). Piezo-electric ring actuator interpretation method, personal communication.
- Karray, M., Lefebvre, G., Ethier, Y., & Bigras, A. (2010). Assessment of Deep Compaction of the Peribonka Dam Foundation using Modal Analysis of Surface Waves (MASW). *Canadian Geotechnical Journal*, 47(3), 312-326.
- Karray, M., Lefebvre, G., Ethier, Y., & Bigras, A. (2011). Influence of particle size on the correlation between Shear Wave Velocity and cone tip Resistance. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(4), 599-615.
- Karray, M., & Ben Romdhan, M. (2011). *Mesure de vitesse des ondes de cisaillement au laboratoire pour l'établissement de relations entre le module œdométrique et V_s* (Rapport soumis pour Hydro-Québec n° Geo-11-03). Département de génie civil, Université de Sherbrooke.
- Karray, M., Ben Romdhan, M., Hussien, M. N., & Ethier, Y. (2015). Measuring shear wave velocity of granular material using the piezoelectric Ring-Actuator Technique (P-RAT), *Canadian Geotechnical Journal*, 52(9), 1302-1317.
- Karray, M., Hussien, M. N., Chekired, M., & Ethier, Y. (2016). *Small strain stiffness and stiffness degradation curve of sensitive Champlain clay*. 69th Canadian Geotechnical conference, GeoVancouver, Vancouver, Canada.
- Karray, M., & Hussien, M. N. (2017). Shear wave velocity as function of cone penetration resistance and grain size for Holocene-age uncemented soils: a new perspective. *Acta Geotechnica*, 12(5), 1129-1158.
- Karray, M., Lefebvre, G., Khayat, K., Hussien, M. N., Mhenni, A., Ben Romdhan, M., Naji, S., Soliman, N., Gamal El Dean, D., Lashin, I., Ghali, M., Anglade, J., Lapierre, J., Tchabacha, H., Challouf, W., Ethier, Y., Elbeggo, D., Lecuru, Q., & Dion, G. (2019). *The Piezo-electric Ring Actuator technique (P-RAT) – 16 years of progress*. 72nd Canadian Geotechnical conference, GeoSt.John's, St. John's, Canada.
- Karray, M. (2020). *Utilisation de la vitesse des ondes de cisaillement pour une meilleure caractérisation des sols cohérent*. Invited conference, Canadian Geotechnical Society, Tuesday, June 30, 2020, Montréal, Canada.

- Kayen, R. E., Mitchell, J. K., Seed, R. B., Lodge, A., Nishio, S., & Coutinho, R. (1992). *Evaluation of SPT, CPT and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta Data*. 4th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Honolulu, HI NCEER.
- Kawaguchi, T., Mitachi, T., & Shibuya, S. (2001). *Evaluation of shear wave travel time in laboratory bender element test*. XVth international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Istanbul, Turkey, 155-158.
- Kenney, T.C. (1967). *Field measurement of in-situ stress in quick clays*, Proceeding of Geotechnical Conference, Oslo, Norway, 1, 49-56.
- Kim, T. & Finno, R.J. (2014). Elastic shear modulus of compressible Chicago clay, *Journal of Civil Engineering*, 18(7), 1996-2006.
- Kim, T.C., & Novak, M. (1981). Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario, *Canadian Geotechnical Journal*, 18, 371-389.
- Kokusho, T., Yoshida, Y., & Esashi, Y. (1982). Dynamic properties of soft clay for wide strain range, *Journal of soils and foundations*, 22(4), 1-18.
- Kottke, A.R., Keene, A., Wang, Y., Shin, B; Stokoe II, K. H., & Lewis, M.R. (2017). *In Situ and Laboratory Measured Dynamic Properties of a Marine Clay*. In Proceedings Geotechnical Frontiers, ASCE, GSP 280, Orlando, Florida, USA, 337-346.
- Koutsoftas, D.C., & Fischer, J.A.C. (1980). Stress history effects on the dynamic properties of two marine clays, ASCE. *Journal of Geotechnical Engineering division*, 106(GT6), 645-657.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall.
- Landon, M. M. (2004). *Field quantification of sample disturbance of marine clay using bender elements*. (Mémoire de maîtrise, Université de Massachusetts, Amherst, États-Unis).
- La Rochelle, P. L., Sarrailh, J., Tavenas, F., Roy, M., & Leroueil, S. (1981). Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 18(1), 52-66.
- Lawrence, F. V. (1963). *Propagation of Ultrasonic Waves through Sand* (Rapport de recherche n° R63-8, 28 p). Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, États-Unis.
- Lefebvre, G., & Poulin, C. (1979). A new method of sampling in sensitive clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 16, 226-233.

- Lefebvre, G., Leboeuf, D., Rahhal, M.E., Lacroix, A., & Warde, J. (1994). Laboratory and field determinations of small strain shear modulus for structured Champlain clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 31, 61-70.
- Lefebvre, G., Bonzozuk, K., Philibert, A & Hornych, P. (1991). Evaluating K_0 in Champlain Clays with Hydraulic Fracture Tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(3), 365-377.
- Lefebvre, G. & M. Karray. (1998). *New development in in-Situ characterization using Rayleigh waves*. Comptes rendus, 51th Canadian Geotechnical Conference, GoeEdmonton, Edmonton, Canada.
- Lee, J. S., Fernandez, A. L. and Santamarina, J. C. (2005). S-wave velocity tomography: small-scale laboratory application. *Geotechnical testing Journal*, 28(4), 336-344.
- Lee, J. S., & Santamarina, J. C. (2005). Bender Elements: performance and signal interpretation, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(9), 1063-1070.
- Lee, C., Lee, J. S., Lee, W., & Cho, T. H. (2008). Experiment setup for shear wave and electrical resistance measurements in an oedometer. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 31(2), 149–156.
- L'Heureux, J. S. & Long, M. (2016). *Correlations between shear wave velocity and geotechnical parameters in Norwegian clays*. Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting, Reykjavik, Iceland.
- L'Heureux, J. S., & Long, M. (2017). Relationship between shear-wave velocity and geotechnical parameters for Norwegian clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 143(6), 1-20.
- Lim, G. T., Pineda, J., Boukpeti, N., Carraro, J. A. H., & Fourie, A. (2019). Effects of sampling disturbance in geotechnical design. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(2), 275-289.
- Lodde, P.F. (1980). *Dynamic Response of San Francisco Bay Mud*. (Thèse de doctorat GT80-2, Université de Texas, Austin).
- Lunne, T., Berre, T., Anderson, K.H., Sjursen, M., & Mortensen, N. (2006). Effects of sample disturbance on consolidation behaviour of soft marine Norwegian clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 43 (7), 726-750.
- Massarsch, K.R., & Broms, B. (1976). Lateral earth pressure at rest in soft clay. ASCE. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 102 (GT10), 1041-1047.
- Marcuson, W.F & Wahls, H.E. (1972). Time effects on dynamic shear modulus of clays. *Journal of Soil Mechanics and Foundation*, 98(SM12), 1359-1373.

- Mayne, P. W., & Kulhawy, F. H. (1982). K_0 -OCR relationships in soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 108(6), 851-872.
- Meyer, V. M. & Pender, M. J. (1995). *Using bender elements to determine elastic soil parameters*. Proceedings of the 2nd young geotechnical professionals conference, New-Zeland, Australia, 118-123.
- Mesri, G. & Hayat, T. M. (1993). The Coefficient of Earth Pressure at Rest. *Canadian Geotechnical Journal*, 30, 647-666.
- Mesri, G. & Choi, Y.K. (1983). Discussion - dynamic properties of soft clays for a wide strain range. *Soils and Foundations*, 23(1),125-127.
- Mhenni, A., Hussien, M. N., & Karray, M. (2015). *Improvement of the Piezo-electric Ring Actuator Technique (P-RAT) using 3D numerical simulations*. 68th Canadian Geotechnical conference, GeoQuebec, Quebec, Canada.
- Mitchell, J.K & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*, Hoboken, New Jersey John Wiley and Sons Inc.
- Mohsin, A.K.M. & Airey, D.W. (2013). Evaluation of shear wave velocity from bender elements using cross-correlation. *Geotechnical Testing Journal*, 36(4), 506-514.
- Nakagawa, K., Soga, G., & Mitchell, J.K. (1996). Pulse Transmission System for Measuring Wave Propagation in Soils. *Journal of geotechnical engineering*, ASCE, 122(4), 302-308.
- Narsilio, G.A. & Cho, G.C. (2011). *Evaluation of Soil Compaction Using Small Strain Shear Wave Velocity*. International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Seoul, Korea, 225-232.
- Nazarian, S. & Stokoe, K.H. II. (1984). *In situ shear wave velocities from Spectral Analysis of Surface Waves*. Proceedings of the 8th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, California, US, 3, 31-38.
- Okur, D.V., & Ansal, A. (2007). Stiffness degradation of natural fine-grained soils during cyclic loading. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 843-854.
- Pham, P. T. Nguyen. (2008). *Étude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels*. (Thèse de doctorat de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France).
- Pennington, D. S., Nash, D. F. T., & Lings, M. L. (2001). Horizontally Mounted Bender Elements for Measuring Anisotropic Shear Moduli in Triaxial Clay Specimens. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 24(2), 133-144.

- Philibert, A. (1984). *Le Champ des contraintes et son évolution sous des conditions de chargement unidimensionnel dans les dépôts d'argile structurée de l'Est du Canada*. (Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC).
- Presti, D. C. F., Jamiolkowski, M., Pallara, O., & Cavallaro, A. (1996). *Rate and creep effect on the stiffness of soils*. Conference of Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior, ASCE, by Sheahan, T.C et. Kaliakin, V.N editors, New York, 166-180.
- Presti, D.C.F. Lo., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A., & Pedroni, S. (1997). Shear Modulus and Damping of Soils. *Geotechnique*, 47(3), 603-618.
- Presti, D.C.F. Lo., & Jamiolkowski, M. (1998). Discussion: Estimate of elastic shear modulus in Holocene soil deposits. *Journal of Soils and Foundations*, 38, 263-265.
- Rampello, S. & Silvestri, F. (1993). *The stress-strain behaviour of natural and reconstituted samples of two overconsolidated clays*. Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks, A. Anagnostopoulos et al., eds., Balkema, Rotterdam, 769-778.
- Richart, F.E., Hall, J.R., & Woods, R.D. (1970). *Vibration of soils and foundations*. New Jersey, USA, Prentice-Hall Inc.
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D., & Rice, A. (1986). Seismic CPT to Measure In-Situ Shear Wave Velocity. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(8), 791-803.
- Robertson, P. K. (2015). Comparing CPT and V_s liquefaction triggering methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(9), 04015037.
- Robertson, P. K., Woeller, D. J., & Finn, W. D. L. (1992). Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(4), 686-695.
- Santos, J.A. & Correia, A.G. (2001). *Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil*. Proceedings of 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, 1, 267-270.
- Santamarina, J.C., Klein, K.A., & Fam, M.A. (2001). *Soils and Waves*. Chichester, Angleterre, John Wiley and Sons Ltd.
- Sanchez-Salinerio, I., Roesset, J.M., & Stokoe II, K.H. (1986). *Analytical studies of body wave propagation and attenuation* (Rapport n° GR86-15, 272 p). University de Texas, Austin, États-Unis.

- Santamarina, J. C. et Fam, M. A. (1997). Discussion on the Interpretation of Bender Element Tests. *Geotechnique*, 47(4), 873-877.
- Santagata, M., Germaine, J.T., & Ladd, C.C. (2005). Factors Affecting the Initial Stiffness of Cohesive Soil, *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(4), 430-442.
- Schmidt, B. (1967). Discussion on Earth Pressure at Rest related to Stress History (by Brooker, E. W. & Ireland, H. O. 1965), *Canadian Geotechnical Journal*, 3(4), 239-242.
- Seed, H. B. & Idriss, I.M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses* (Rapport n° EERC 70-10, 43 p). Berkeley, Université de California.
- Seed, H. B., & Idriss, I.M. (1969). Influence of Soil Conditions on Ground Motions During Earthquakes, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 95(SM1), 99-137.
- Shibuya, S., & Tanaka, H. (1996). Estimate of elastic shear modulus in Holocene soil deposits, *Journal of Soils and Foundation*, 36(4), 45-55.
- Shibuya, S., Hwang, S.C., & Mitachi, T. (1997). Elastic shear modulus of soft clays from shear wave velocity measurement, *Geotechnique*, 47(3), 207-215.
- Sigh, R.D. & Gardner, W.S (1979). *Characterization of dynamic properties of Gulf of Alaska clays*. Proceeding of ASCE Session on Soil Dynamics in the Marine Environment, Boston, Massachusetts, US.
- Stokoe, K.H.I., Darendeli, M.B., Andrus, R.D., & Brown, L.T. (1999). *Dynamic soil properties: laboratory, field, and correlation studies*. Proceedings of 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Portugal, 811-845.
- Stoll, R.D. & Bryan, G.M. (1970). Wave attenuation in saturated sediments, *Journal of the acoustical society of America*, États-Unis, 63(2), 607-613.
- Styler, M.A. & Howie, J.A. (2013). Combined time and frequency domain approach to the interpretation of Bender Element tests on sand. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 36(5), 649-659.
- Sully, J (1991). *Measurement of lateral stress during full-displacement penetration tests* (Thèse de doctorat, Université de British Columbia, Vancouver, Canada).
- SzilvÁgyi, Z., Hudacsek, P., & Ray, R. (2016). Soil shear modulus from resonant column torsional shear and Bender Element Tests, *International Journal of Geomate*, 10(2), 1822–1827.

- Tavenas, F. A., Blanchette, G., Leroueil, S., Roy, M., & La Rochelle, P. (1975). *Difficulties in the in Situ determination of K_0 in soft sensitive clays*. Proceeding of the Conference: In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Carolina, US, 1, 450-476.
- Tokimatsu, K., Tamura, S., & Kojima, H. (1992). Effects of multiple modes on Rayleigh wave dispersion characteristics, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 118(10), 1529-1543.
- Viana da Fonseca, A., Ferreira, C., & Fahey, M. (2009). A framework interpreting bender element tests: combining time-domain and frequency-domain methods. *Geotechnical Testing Journal*, 32(2): 91–107.
- Viggiani, G., & Atkinson, J.H. (1995). Stiffness of fine-grained soils at very small strains, *Geotechnique*, 45(2): 249-265.
- Vrettos, C. & Savidis, S. (1999). *Shear modulus and damping for Mediterranean Sea clays of medium plasticity*. Proceeding of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Balkema, Rotterdam, 71-76.
- Wang, Y.H., Lo, K.F., Yan, W.M., & Dong, X.B. (2007). Measurement biases in the bender element test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 133(5), 564-574.
- Weiler, W.A. JR. (1988). *Small-Strain shear modulus of clay*. Proceeding of Earthquake Engineering and Soil Dynamics II—Recent Advances in Ground-Motion Evaluation, Park City, Utah, US, ASCE geotechnical special publication, 20, 331- 345.
- Wu, S., Gray, D. H. & Richart, F. E. (1984). Capillary effects on dynamic modulus of sands and silts. *Journal Geotechnical Engineering*, 110 (9), 1188-1203.
- Yamashita, S., Fujiwara, T., Kawaguchi, T., Mikami, T., Nakata, Y., & Shibuya, S. (2007). *International Parallel Test on the Measurement of G_{max} Using Bender Elements*. Organized by Technical Committee 29 of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, The Japanese Geotechnical Society, Tokyo, Japan.
- Yoo, J-K., Park, D., & Baxter, D. P. (2018). Estimation of Drained Shear Strength of Granular Soil from Shear Wave Velocity and Confining Stress. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 144(6), 04018027(1-13).
- Youd, T.L., & Idriss, I.M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 127(4), 297-313.

