



HAL
open science

Mise au point et exploitation d'une nouvelle technique pour la reconnaissance des sols : le PANDA 3

Esteban Julio Escobar Valencia

► **To cite this version:**

Esteban Julio Escobar Valencia. Mise au point et exploitation d'une nouvelle technique pour la reconnaissance des sols : le PANDA 3. Autre. Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II, 2015. Français. NNT : 2015CLF22570 . tel-01519486

HAL Id: tel-01519486

<https://theses.hal.science/tel-01519486>

Submitted on 8 May 2017

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

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

N° d'ordre : D.U 2570
EDSPIC : 660

UNIVERSITE BLAISE PASCAL – CLERMONT II

ECOLE DOCTORALE SCIENCES POUR L'INGENIEUR DE CLERMONT-FERRAND

THESE

Présentée par

Esteban Julio ESCOBAR VALENCIA

Ingénieur Civil – UNCuyo / Polytech Clermont-Ferrand

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR D'UNIVERSITE SPECIALITE : GENIE CIVIL

MISE AU POINT ET EXPLOITATION D'UNE NOUVELLE TECHNIQUE POUR LA RECONNAISSANCE DES SOLS : LE PANDA 3

Soutenue publiquement le 07 Mai 2015 devant le jury :

MM	A. Gomes Correia	Président - Examineur
	J-P. Magnan	Rapporteur
	M. Arroyo	Rapporteur
	M. Benz-Navarrete	Examineur
	P. Breul	Directeur de thèse
	B. Chevalier	Co-directeur
	G. Saussine	Invité
	R. Gourvès	Invité

Page laissée intentionnellement blanche

Remerciements

Je veux adresser tous mes remerciements aux personnes avec lesquelles j'ai pu échanger et qui m'ont aidé ou soutenu tout au long de ce travail.

En commençant par remercier tout d'abord Monsieur Roland GOURVES, président de la société SOL SOLUTION, qui est à l'origine de ce travail et qui n'a jamais cessé de me donner conseils et encouragements. Il m'a transmis sa passion et sa curiosité pour la micromécanique des milieux granulaires et je lui exprime ma profonde reconnaissance.

Merci à Monsieur Pierre BREUL, directeur de ma thèse, pour son aide précieuse apportée au cours de la rédaction du présent manuscrit et pour la confiance qu'il m'a toujours témoignée. Je remercie également Monsieur Bastien Chevalier, mon co-directeur de thèse, pour ses connaissances scientifiques, sa disponibilité et son soutien tout au long de ce parcours.

Ma très grande reconnaissance va à Monsieur Miguel BENZ NAVARRETE, responsable du Pôle Innovation à SOL SOLUTION, je tiens à lui dire combien j'ai apprécié son assistance permanente et extrêmement enrichissante, ainsi que l'aide et ses conseils efficaces qu'il a su m'apporter aux niveaux fondamental et expérimental. C'est avec un vif plaisir que je le remercie.

Parmi les membres du jury, j'exprime ma profonde gratitude à Monsieur le professeur António GOMES CORREIA, directeur du département de génie civil de l'université de Minho à Portugal, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de ma thèse. Je remercie également Monsieur Jean Pierre MAGNAN, ingénieur général honoraire de l'institut français des sciences et technologies, des transports, de l'aménagement et des réseaux (IFSTTAR), et Monsieur Marcos ARROYO, professeur de l'université polytechnique de Catalogne en Espagne qui m'ont fait l'honneur d'être les rapporteurs de cette thèse, ainsi que pour avoir consacré du temps à la lecture de ce travail et pour les remarques constructives qu'ils m'ont adressées.

Ma plus profonde reconnaissance s'adresse à tout le personnel de SOL SOLUTION, pour me permettre de réaliser ce travail dans une atmosphère vraiment amicale et chaleureuse. Je tiens à remercier tout particulièrement Antoine BELIEN, David CHABANAT pour leurs conseils et leur aide lors de la conception et des manipulations expérimentales. Ainsi qu'un autre doctorant avec qui j'ai partagé de très bons moments, merci Matias CALVENTE.

Enfin, je ne peux pas terminer ces remerciements sans penser aux personnes qui ont toujours été présentes tout au long de ce travail, pour leurs encouragements, leur soutien moral et leur bonne humeur. Je pense tout particulièrement à ma chérie Jelena et ma famille.

Page laissée intentionnellement blanche

Avant-propos

Depuis le début des années 1992, le bureau d'études Sol Solution conçoit, développe et commercialise des produits innovants dans le domaine de la reconnaissance géotechnique des sols. Le pénétromètre PANDA®, produit phare et pierre angulaire de l'entreprise, est un pénétromètre dynamique à énergie variable permettant, d'une part, de contrôler la qualité du compactage des ouvrages en terre et d'autre part, de réaliser des essais de reconnaissance géotechnique pour l'identification de formations superficielles des sols.

Un service de recherche et développement interne à l'entreprise assure la constante évolution et la normalisation des procédés et des appareils pour apporter des solutions innovantes dans le domaine de la géotechnique. Au-delà de l'indépendance financière de la société, Sol Solution s'engage à mettre en œuvre les moyens nécessaires pour développer son indépendance d'esprit scientifique et technique. Ainsi, un effort de l'ordre de 10% du chiffre d'affaires est consacré aux investissements en recherche et développement appliqué. La société a ainsi financé et soutenu neuf thèses depuis sa création.

C'est dans cet esprit qu'a été réalisé un travail de recherche entre les années 2006 et 2009. Ce travail, réalisé par M. Miguel Angel Benz Navarrete, a porté sur le développement d'une technique de reconnaissance et d'analyse des mesures innovante dans le domaine de la reconnaissance des sols : Le PANDA 3®. A l'issue de ce travail, une maquette expérimentale a vu le jour. Cette technique a fait l'objet d'un brevet et dorénavant elle sera citée comme PANDA 3.

Enfin, en 2011, afin de consolider son avance technologique et scientifique. Sol Solution refait appel à une thèse, en bourse CIFRE (n°366/11) avec l'institut Pascal laboratoire de l'Université Blaise Pascal de Clermont-Ferrand, travail qui a abouti au présent mémoire de thèse.

Les recherches et expériences réalisées tout au long de ces trois années de thèse ont donné lieu à sept communications avec actes en conférences internationales (5) et nationales (2). Ce travail a fait de plus l'objet d'un dépôt de Brevet en France sous le numéro FR2987444 A1 (tête de mesure destinée à équiper un pénétromètre dynamique et procédé de mesure à l'aide d'une telle tête de mesure).

Page laissée intentionnellement blanche

Résumé

Ce travail présente les développements récents réalisés sur le pénétromètre PANDA 3. Il s'agit d'un pénétromètre dynamique instrumenté qui permet à partir de la mesure puis du découplage des ondes créées par l'impact sur l'appareil, d'obtenir pour chaque coup une courbe charge-enfoncement σ_p-s_p du sol ausculté. L'exploitation de cette courbe permet de déterminer des paramètres de résistance (résistance de pointe q_d), de déformation (module dynamique E_d^{P3}), des caractéristiques d'amortissement J_s et de célérité d'ondes (Cs^{P3} et Cp^{P3}) des sols auscultés en fonction de la profondeur tout au long du sondage.

Cependant, et bien que la méthode soit très intéressante, celle-ci est restée au stade d'un prototype de laboratoire. Il est donc nécessaire de réaliser une étude plus approfondie sur l'essai lui-même et sur l'information contenue dans la courbe σ_p-s_p en vue de fiabiliser la mesure et d'améliorer son exploitation.

Dans un premier temps, nous présentons un bref aperçu sur les techniques de reconnaissance géotechnique et plus particulièrement celle des essais de pénétration dynamique. Le principe général du PANDA 3 est également présenté.

La deuxième partie est consacrée au développement d'un nouveau prototype de pénétromètre PANDA 3. Ce développement s'appuie sur plusieurs études visant à valider la qualité des informations recueillies, leur bonne reproductibilité et le traitement des signaux d'acquisition. De même, un modèle numérique discret du battage pénétrométrique développé à l'aide du logiciel Particle Flow Code (Itasca) est présenté permettant de valider la technique de mesure.

La troisième partie traite d'une étude comparative des résultats obtenus avec le PANDA 3 et d'autres techniques d'auscultation in situ afin de valider les résultats obtenus et l'utilisation de l'appareil dans des conditions réelles. Par ailleurs l'extension de cette technique de mesure au cas des pénétromètres lourds est appliquée dans le but de mesurer l'énergie transmise et d'étalonner le système de battage.

Enfin, la dernière partie est consacrée à l'interprétation et l'exploitation des signaux en pointe afin d'affiner le modèle d'interprétation de la courbe charge-enfoncement. L'analyse de l'ensemble des signaux enregistrés au laboratoire a permis d'approcher une méthodologie d'exploitation de la courbe. L'application de la méthode proposée a été réalisée pour différents sols aussi bien au laboratoire que sur le terrain. Les résultats obtenus ont été confrontés avec d'autres types d'essais.

Mots clés : reconnaissance de sol – pénétromètre dynamique – propagation d'ondes – analyse de signal – courbe charge/enfoncement dynamique – PANDA 3.

Page laissée intentionnellement blanche

Abstract

This work presents the recent developments made on the penetrometer PANDA@3. The instrumented dynamic penetrometer allowing, from the measurement and the decoupling of waves created by the impact, to obtain the load-penetration curve σ_p-s_p of the soil. The exploitation of this curve allows determining the failure parameter (tip resistance q_d), deformation (dynamic modulus E_d^{P3}), damping characteristics (J_s) and wave speed (Cs^{P3} and Cp^{P3}) of the investigated soil according to depth all along the sounding.

However, although the proposed method is very interesting, it has remained at the stage of a laboratory prototype. It is therefore necessary to conduct a more thorough study of the test itself and the information provided from the σ_p-s_p curve in order to obtain reliable measurement and improve their exploitation.

First of all, we are presenting a brief overview of the geotechnical in-situ testing particularly that of the dynamic penetration tests as well as the general principle of PANDA 3 is presented.

The second part is devoted to the development of a new prototype of the PANDA 3 penetrometer. This development is based on several studies aiming at validating the quality of the information, good reproducibility and treatment of the acquisition signals. Similarly, a discrete numerical model of the penetrometer developed using the Particle Flow Code software (Itasca) is presented to validate the measurement technique.

The third part deals with a comparative study of the results obtained with the PANDA 3 and other in situ investigation techniques to validate the obtained results and the use of the device in real conditions. Moreover, the extension of this measurement technique in the case of heavy penetrometer is applied in order to measure the transmitted energy and to calibrate the driving system.

The last part is devoted to refining the interpretation and exploitation of the load-penetration curve. The analysis of all the signals recorded in the laboratory allowed to approach a methodology of curve exploitation. The application of the proposed method was carried out for different soils both in the laboratory and on field. The results were confronted with other types of tests.

Key words: soil characterization– dynamic penetrometer– wave propagation – signal analysis - wave separation– dynamic load/penetration curve– PANDA 3

Page laissée intentionnellement blanche

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
PARTIE I 3	
PREAMBULE	4
CHAPITRE 1 : RECONNAISSANCE DES SOLS	5
1.1. INTRODUCTION	5
1.2. LA RECONNAISSANCE DES SOLS IN-SITU	6
1.2.1. <i>Les campagnes de reconnaissances géotechnique</i>	6
1.2.2. <i>Variabilité spatiale des propriétés des sols</i>	7
1.2.3. <i>Bilan</i>	8
1.3. TECHNIQUES DE CARACTERISATION IN-SITU	8
1.3.1. <i>Les méthodes géophysiques</i>	9
1.3.2. <i>Les forages et carottages</i>	10
1.3.3. <i>Les sondages géotechniques</i>	10
1.3.4. <i>La spatialisation et le couplage des données</i>	11
1.3.5. <i>Bilan</i>	12
1.4. L'ESSAI PENETROMETRIQUE	13
1.4.1. <i>Les pénétromètres statiques</i>	13
1.4.2. <i>Les pénétromètres dynamiques</i>	14
1.5. BILAN	15
CHAPITRE 2 : LES PENETROMETRES DYNAMIQUES	16
2.1. HISTORIQUE	16
2.2. PRINCIPE ET INTERPRETATION DE L'ESSAI	16
2.2.1. <i>Interprétation du battage</i>	17
2.2.2. <i>Interprétation théorique du terme de pointe</i>	20
2.3. LES TYPES DE PENETROMETRE DANS LE MONDE	25
2.3.1. <i>Les pénétromètres à énergie constante</i>	25
2.3.2. <i>Les pénétromètres à énergie variable</i>	26
2.4. LES DOMAINES D'APPLICATION	26
2.5. LES CRITIQUES FAITES AUX PENETROMETRES DYNAMIQUES	26
2.6. DEVELOPPEMENTS RECENTS	27
2.6.1. <i>Mesures dynamiques lors du battage du carottier SPT</i>	27
2.6.2. <i>Automatisation des pénétromètres lourds DPSH</i>	28
2.6.3. <i>Développement technologique réalisé du DCP</i>	29
2.6.4. <i>Les travaux menés à Sol-Solution</i>	30
2.7. BILAN	30
CHAPITRE 3 : LE PENETROMETRE DYNAMIQUE PANDA (1989-2014)	32
3.1. LE PRINCIPE DU PANDA	33
3.1.1. <i>Mesure de l'énergie d'impact</i>	33
3.1.2. <i>Domaine d'application</i>	35
3.2. MESURE DYNAMIQUES LORS DU BATTAGE PANDA 2 : NAISSANCE DU PANDA 3	37
3.2.1. <i>Le principe</i>	37
3.2.2. <i>Le premier prototype expérimental (Benz-Navarrete 2009)</i>	38
BILAN GENERAL ET INTERET DE L'ETUDE	41
PARTIE II 43	
PREAMBULE	44
CHAPITRE 4 : FONDEMENTS THEORIQUES DU PANDA 3	45
4.1. CONSIDERATIONS INITIALES DE L'ESSAI	45

4.2. LE BATTAGE PENETROMETRIQUE : PROPAGATION D'ONDES DANS LE PANDA 3.....	45
4.2.1. Découplage d'ondes.....	47
4.2.2. Reconstruction des signaux en pointe.....	47
4.3. ANALYSE DE LA COURBE CONTRAINTE-ENFONCEMENT EN POINTE.....	49
4.3.1. Exploitation de la courbe contrainte-enfoncement.....	49
4.3.2. Construction de la polaire de chocs – Estimation de la célérité des ondes (Benz et al. 2011).....	51
4.4. BILAN.....	52
CHAPITRE 5 : MISE AU POINT DU NOUVEAU PANDA 3	53
5.1. LE NOUVEAU PANDA 3	53
5.1.1. Caractéristique et description du pénétromètre	53
5.1.2. La chaîne d'acquisition.....	55
5.1.3. Le logiciel DynaWave	56
5.1.4. Bilan	57
5.2. MODELISATION NUMERIQUE DISCRETE DU BATTAGE PANDA 3	58
5.2.1. Introduction.....	58
5.2.2. Le modèle du battage PANDA 3	58
5.2.3. Déroulement de la simulation	59
5.2.4. Bilan	63
5.3. MISE AU POINT DU PANDA 3	64
5.3.1. Etude paramétrique	64
5.3.2. Conditionnement et traitement des mesures.....	70
CHAPITRE 6 : ETUDE EN MOULE DE CALIBRATION.....	77
6.1. INTRODUCTION	77
6.2. DESCRIPTION DES EXPERIENCES	77
6.2.1. Les sols étudiés.....	77
6.2.2. Protocole d'essai	78
6.2.3. Exemple de résultats	79
6.2.4. Synthèse des résultats.....	81
6.3. ANALYSE DES RESULTATS- ETABLISSEMENT DES CORRELATIONS.....	81
6.3.1. Résistance de pointe.....	81
6.3.2. Module pénétrométrique de déchargement.....	82
6.3.3. Bilan	84
CONCLUSION.....	85
PARTIE III 87	
PREAMBULE	88
CHAPITRE 7 : ETUDE COMPARATIVE IN SITU	89
7.1. PRESENTATION DES SITES ET SONDAGES REALISES.....	89
7.2. RESULTATS PANDA 3.....	90
7.2.1. Site expérimental de Gerzat	91
7.2.2. Sites ferroviaires : Vernouillet, Vierzon et Thionville.....	93
7.2.3. Barrage de résidus miniers : Omega et Javito.....	96
7.3. COMPARAISON DES PARAMETRES DE RESISTANCE.....	100
7.3.1. Comparaison entre la résistance de pointe PANDA 2 et PANDA 3.....	100
7.3.2. Comparaison avec l'essai de pénétration statique CPTu.....	103
7.4. COMPARAISON DES PARAMETRES DE DEFORMATION : MODULE PRESSIOMETRIQUE ET MODULE PANDA 3	105
7.4.1. Analyse des résultats.....	105
7.5. COMPARAISON DE LA VITESSE D'ONDES DE CISAILLEMENT : Vs MASW ET Cs PANDA 3.....	107
7.5.1. Comparaison avec la corrélation proposée par (Mayne et al. 2007)	108
7.5.2. Corrélation Cs (PANDA 3) - Vs (MASW).....	109
7.6. CONCLUSIONS.....	109
CHAPITRE 8 : APPLICATION DE LA TECHNIQUE DE MESURE AUX PENETROMETRES LOURDS TYPE DPSH :	
FAISABILITE DU GRIZZLY 3	111
8.1. CONTEXTE ET PROBLEMATIQUE DE L'ETUDE.....	111
8.2. MESURE DE L'ENERGIE LORS DU BATTAGE PENETROMETRIQUE.....	111
8.2.1. Mesure de l'énergie et calcul de l'efficacité du système de battage	112

8.2.2. <i>La tête de mesure du GRIZZLY 3</i>	113
8.2.3. <i>Validation expérimentale – Etude de l'énergie transmise</i>	113
8.3. BILAN.....	115
CONCLUSION	116
PARTIE IV	117
PREAMBULE	118
CHAPITRE 9 : COMPORTEMENT DU SOL EN POINTE SOUMIS A LA PENETRATION DYNAMIQUE	119
9.1. INTRODUCTION	119
9.2. DIFFERENCES ET SIMILITUDES ENTRE PENETROMETRE ET PIEU	119
9.3. MOBILISATION DE LA RESISTANCE DE POINTE SOUS CHARGEMENT DYNAMIQUE.....	120
9.4. MODELES EMPIRIQUES D'INTERACTION SOL-POINTE	121
9.4.1. <i>Modifications du modèle de Smith</i>	122
9.4.2. <i>Bilan</i>	122
9.5. MODELES ANALYTIQUES DE PREDICTION DU COMPORTEMENT EFFORT DEFORMATION	122
9.5.1. <i>Modèle élastoplastique linéaire</i>	123
9.5.2. <i>Modèle élastoplastique non linéaire</i>	124
9.6. BILAN	125
CHAPITRE 10 : INTERPRETATION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX DU COMPORTEMENT EN POINTE 126	
10.1. INTRODUCTION	126
10.2. REFORMULATION DE LA METHODOLOGIE D'EXPLOITATION DES SIGNAUX	126
10.2.1. <i>Résultats expérimentaux</i>	126
10.2.2. <i>Bilan</i>	133
10.2.3. <i>Formulation du modèle d'interaction pointe/sol</i>	134
10.3. CONCLUSION	137
CHAPITRE 11 : VALIDATION EXPERIMENTALE DE LA METHODE PROPOSEE	138
11.1. INTRODUCTION	138
11.2. RESULTATS OBTENUS EN MOULE DE CALIBRATION	138
11.2.1. <i>Cas des sols granulaires</i>	139
11.2.2. <i>Cas des sols fins</i>	144
11.2.3. <i>Bilan</i>	148
11.3. APPLICATION IN SITU	149
11.3.1. <i>Le site expérimental de Gerzat</i>	149
11.3.2. <i>Barrage de résidus miniers</i>	150
CONCLUSIONS	152
CONCLUSION GENERALE	153
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	161
ANNEXES	171

Page laissée intentionnellement blanche

Notations

α	[deg]	: angle de chute du marteau
ν		: coefficient de Poisson
ε	[%]	: déformation
ψ	[°]	: angle de dilatance
φ	[°]	: angle de frottement interne d'un sol
φ'	[°]	: angle de frottement interne effectif ou drainé
ρ	[kg/m ³]	: masse volumique
γ	[kN/m ³]	: poids volumique d'un sol
γ_d	[kN/m ³]	: poids volumique sec
γ_h	[kN/m ³]	: poids volumique humide
σ_p - S_p	[kPa]	: courbe contrainte-enfoncement en pointe de l'essai PANDA 3
σ', τ'	[kPa]	: contraintes effectives, normale et tangentielle
A_c	[m ²]	: section de la pointe
c	[kPa]	: cohésion d'un sol
c'	[kPa]	: cohésion effective ou drainée
c_u	[kPa]	: cohésion non consolidée non drainée
C_E	[%]	: coefficient d'efficience du battage
E	[MPa]	: module d'Young
E_d^{P3}	[MPa]	: module de déformation en déchargement de l'essai PANDA 3
E_r^{P3}	[MPa]	: module de déformation en rechargement de l'essai PANDA 3
$E_{50Triax}$	[MPa]	: module de déformation à 50 % de chargement de l'essai triaxial
E_{Triax}	[MPa]	: module de déformation tangent de l'essai triaxial
E_M	[MPa]	: module de déformation pressiométrique
$E_{oed.}$	[MPa]	: module de déformation œdométriques
f_s	[kPa]	: frottement latéral sur le manchon de la pointe
g	[m/s ²]	: accélération de la pesanteur
G	[MPa]	: module de cisaillement
J_c	[Ns/m]	: coefficient d'amortissement de Smith de l'essai PANDA 3
K_0		: coefficient de poussée des terres au repos
I_D	[%]	: densité relative
N		: paramètre mesuré au S.P.T. (<i>standard penetration test</i>)
P_l	[MPa]	: pression limite pressiométrique
q	[kPa]	: déviateur $q = \sigma$
q_c	[MPa]	: résistance statique de pointe
q_d	[MPa]	: résistance dynamique de pointe
q_d^{P3}	[MPa]	: résistance dynamique de pointe par le PANDA 3
R_s	[MPa]	: résistance de pointe statique de l'essai PANDA 3
u	[kPa]	: pression interstitielle
V_s	[m/s]	: vitesse d'onde de cisaillement
V_p	[m/s]	: vitesse d'onde de compression
C_s^{P3}	[m/s]	: vitesse d'onde de cisaillement de l'essai PANDA 3
C_p^{P3}	[m/s]	: vitesse d'onde de compression de l'essai PANDA 3
w	[%]	: teneur en eau

Abréviations

CPT	: essai de pénétration statique au cône (Cone Penetration Test)
PANDA	: essai de pénétration dynamique légère à énergie variable
PMT	: essai au pressiomètre de Ménard (Pressuremeter Test)
SPT	: essai de pénétration au carottier (Standard Penetration Test)
CLT	: essai de chargement d'une pointe pénétrométrique (Cone Loading Test)
TxPT	: Texas Penetration Test
VST	: Vane Shear Test
DMT	: Dilatometer Test
SPLT	: Screw Plate Test
K ₀ SB	: K ₀ Stepped Blade
SWS	: Swedish Weight Sounding
HF	: Hydraulic Fracture
BST	: Borehole Shear Test
TSC	: Total Stress Cell
FTS	: Freestand Torsional Shear
SDMT	: Seismic Flat Dilatometer
T-bar	: T-Bar Penetrometer
Ball	: Ball Penetrometer
PLT	: Plate Load Test
SL	: Suspension Logger
CHT	: Crosshole Geophysical Test
DHT	: Downhole Test
SASW	: Spectral Analysis of Surface Waves
MASW	: Modal Analysis (Rayleigh Waves)
CSW	: Continuous Surface Waves
SPTT	: Standard Penetration Test with Torque
LPT	: Large Penetration Test
PPT	: PiezoProbe Test
SCPMT _u	: Seismic Piezocone Pressuremeter
HPT	: Helix Probe Test
PP	: Pocket penetrometer
Tv	: Torvane
Vst	: Miniature vane
DSB	: Direct shear box
RS	: Ring shear
Tx	: Triaxial apparatus
PSC, PSE	: Plane strain apparatus
TTx	: True triaxial (cuboidal)
HC	: Hollow cylinder
RCT	: Resonant Column Test device
BE	: Bender elements

Introduction Générale

Page laissée intentionnellement blanche

Introduction générale

Les sols sont des matériaux aux comportements complexes. Il existe actuellement des lois de comportement très élaborées de ces matériaux, qui sont programmées dans des codes de calculs utilisés à différents niveaux : calcul de routine, calcul avancé et calcul pour la recherche. Cependant, les différents niveaux d'utilisation de ces codes se heurtent à une difficulté pratique majeure, qui est liée à l'identification des paramètres alimentant les modèles de comportement (Gambin et al. 2002).

Cette identification est habituellement établie à partir d'essais de laboratoire, réalisés dans des conditions de contraintes et de déformations contrôlées et des conditions aux limites bien maîtrisées. Cependant, il n'est pas toujours possible ou aisé d'obtenir des échantillons de bonne qualité ; en outre, la taille des éprouvettes d'essais peut jeter un doute sur la représentativité du terrain duquel elles sont extraites (Cambou et Bahar 1993). Les essais in-situ sont alors une alternative permettant de solliciter le sol dans son état de contrainte naturel.

Parmi les essais in-situ, l'essai de pénétration dynamique est l'un des plus couramment utilisés en reconnaissance géotechnique (Bowles 1988). En effet, sa facilité de mise en œuvre et son faible coût permet de multiplier les sondages et donc d'avoir une meilleure caractérisation de la variabilité spatiale du milieu ausculté. Néanmoins, il ne permet d'obtenir qu'une seule information sur le sol : la résistance de pointe q_d . De plus, quel que soit le pénétromètre employé, de nombreux facteurs conditionnent la fiabilité des résultats obtenus : la nature de l'impact, la formule de battage employée, la complexité du comportement des milieux granulaires et du chemin de contrainte suivi par le sol, l'interaction entre la pointe et le sol ... Les essais de pénétration dynamique ne permettent qu'une évaluation assez grossière des déformations du sol ausculté, dans la mesure où aucune relation entre effort et déformation locale n'est établie au cours de l'essai.

C'est dans ce cadre, et sur la base du pénétromètre dynamique PANDA (Gourvès 1991), qu'on a cherché à étendre les possibilités offertes par cet appareil en mettant au point un procédé de mesure permettant d'obtenir, sur la base de l'analyse et du découplage des ondes créées par l'impact du marteau lors du battage, une courbe « contrainte-enfoncement » en pointe. Un modèle analytique d'interprétation simple, reposant sur un modèle élasto-visco-plastique, a été proposé. Il permet de déterminer différents paramètres du sol tels que la résistance à la pénétration, le module pénétrométrique de déformation, la célérité des ondes de compression et de cisaillement et un coefficient d'amortissement visqueux (Benz-Navarrete 2009).

Bien que la méthode proposée par (Benz-Navarrete 2009) soit très intéressante, celle-ci est restée au stade du prototype de laboratoire, avec les avantages propres d'un essai au laboratoire mais avec les inconvénients d'un appareil qui n'est pas adapté aux conditions et aux aléas du terrain. De même, les essais réalisés ont été consacrés principalement à la validation de la technique de mesure plutôt qu'à l'étude paramétrique pour différents types de sols. Ainsi, on a pu constater que des études restent à réaliser pour l'expérimentation en laboratoire et in-situ. Enfin, il a été proposé un modèle d'interprétation et d'exploitation de la courbe charge-enfoncement obtenue par le biais d'un modèle basé sur un comportement élastoplastique linéaire avec une composante visqueuse également linéaire. Il est donc nécessaire de réaliser une étude plus approfondie sur l'essai et sur l'information contenue dans la courbe σ_p-s_p mesurée en vue d'améliorer son exploitation.

Dans ce contexte le travail présent a eu pour objectif principal de concevoir et de développer le pénétromètre dynamique ; le PANDA 3 ; qui soit fonctionnel et adapté aux conditions du terrain, mais répondant aussi aux besoins de fabrication et d'industrialisation attendus (fiabilité de mesure et mécanique, ergonomie, simplicité, légèreté ...). Par ailleurs, pour qu'il soit complet, la réalisation de ce travail implique des études complémentaires dont les objectifs secondaires sont :

- d'étudier au laboratoire, pour différents types de sol, la faisabilité d'un tel essai en vue d'identifier la reproductibilité et sensibilité des résultats sur les paramètres obtenus selon la nature et l'état des sols employés,

- d'étudier la faisabilité et l'opportunité d'un tel essai in-situ dans le cadre de la réalisation des campagnes de reconnaissance géotechnique classiques,
- de réaliser une étude permettant d'améliorer, à partir de l'analyse des courbes charge-enfoncement obtenues lors du battage, l'interprétation de celles-ci afin d'obtenir plus d'information sur les paramètres mécaniques du sol mis en jeu lors de l'enfoncement ; à savoir : des paramètres d'élasticité à faible et/ou moyenne déformation (module d'élasticité) et des paramètres à la rupture (angle de frottement interne ϕ et cohésion c),
- d'étudier dans quelle mesure cette nouvelle technique est applicable aux cas des pénétromètres dynamiques lourds de type DPSH. L'objectif étant de concevoir un pénétromètre DPSH équipé de différents capteurs, nommé par analogie GRIZZLY 3, nous permettant d'ausculter et d'obtenir des paramètres du sol à une profondeur plus importante ($z \leq 15$ m) que celle atteignable par le PANDA 3 ($z \leq 7$ m).

Pour mener à bien ce travail et atteindre ainsi les objectifs cités ci-dessus, nous retenons une méthodologie de travail s'appuyant largement sur l'analyse expérimentale des essais réalisés tout au long de ce travail, complétée par la modélisation numérique discrète (DEM) ainsi que par l'analyse du phénomène de battage. Ce travail est organisé en quatre parties, chacune abordant un objectif spécifique.

Dans un premier temps, nous présentons un bref aperçu sur les techniques de reconnaissance géotechnique et plus particulièrement celle des essais de pénétration dynamique, en se focalisant sur l'essai PANDA et ses évolutions jusqu'à la conception de la version 3, le PANDA 3.

La deuxième partie est consacrée au développement d'un nouveau prototype de pénétromètre PANDA 3. Ce développement s'appuie sur plusieurs études visant à valider la qualité des informations recueillies, leur bonne reproductibilité et le traitement des signaux d'acquisition. De même, un modèle numérique discret du battage pénétrométrique développé à l'aide du logiciel Particle Flow Code (Itasca) est présenté permettant de valider la technique de mesure.

La troisième partie traite d'une étude comparative des résultats obtenus avec le PANDA 3 et d'autres techniques d'auscultation in situ afin de valider les résultats obtenus et l'utilisation de l'appareil dans des conditions réelles. Par ailleurs l'extension de cette technique de mesure au cas des pénétromètres lourds est réalisée dans le but de mesurer l'énergie transmise et d'étalonner le système de battage des pénétromètres dynamiques.

Enfin, la dernière partie est consacrée à l'amélioration de l'exploitation de la courbe charge-enfoncement afin d'obtenir d'autres paramètres expliquant cette courbe. L'analyse de l'ensemble des signaux enregistrés au laboratoire permet d'approcher une méthodologie d'exploitation à deux niveaux. Une étude de la méthode proposée est réalisée pour différents sols. Pour ce faire, les résultats obtenus en laboratoire et in situ sont confrontés avec ceux obtenus à l'aide d'autres types d'essais.

Partie I

Reconnaissance des sols – Développement d'un nouvel essai de pénétration dynamique

PREAMBULE	4
CHAPITRE 1 : RECONNAISSANCE DES SOLS	5
1.1. INTRODUCTION	5
1.2. LA RECONNAISSANCE DES SOLS IN-SITU	6
1.3. TECHNIQUES DE CARACTERISATION IN-SITU	8
1.4. L'ESSAI PENETROMETRIQUE	13
1.5. BILAN.....	15
CHAPITRE 2 : LES PENETROMETRES DYNAMIQUES.....	16
2.1. HISTORIQUE	16
2.2. PRINCIPE ET INTERPRETATION DE L'ESSAI	16
2.3. LES TYPES DE PENETROMETRE DANS LE MONDE.....	25
2.4. LES DOMAINES D'APPLICATION	26
2.5. LES CRITIQUES FAITES AUX PENETROMETRES DYNAMIQUES.....	26
2.6. DEVELOPPEMENTS RECENTS.....	27
2.7. BILAN.....	30
CHAPITRE 3 : LE PENETROMETRE DYNAMIQUE PANDA (1989-2014)	32
3.1. LE PRINCIPE DU PANDA.....	33
3.2. MESURE DYNAMIQUES LORS DU BATTAGE PANDA 2 : NAISSANCE DU PANDA 3.....	37
BILAN GENERAL ET INTERET DE L'ETUDE	41

Préambule

La caractérisation géotechnique consiste à définir et à mesurer certains paramètres des sols qui sont de nature physique, hydraulique ou mécanique. Cette caractérisation s'effectue à travers des campagnes de reconnaissance géotechnique qui comprennent généralement des forages avec prélèvement d'échantillons, des essais en laboratoire et des essais in-situ. Le but est de fournir aux ingénieurs des données expérimentales sur les propriétés mécaniques des sols nécessaires pour alimenter les modèles de calculs.

De nos jours, les essais in situ ont reçu beaucoup d'attention grâce, d'une part, aux développements vertigineux dans le champ de la mesure, des capteurs, de l'acquisition, du traitement et du stockage de données et d'autre part, à l'évolution des approches théoriques de plus en plus rigoureuses ([Schnaid 2006](#)).

Compte tenu de cela et du fait que les essais de pénétration sont de plus en plus utilisés dans le monde, l'objectif de cette première partie est de montrer l'importance de cet essai dans la reconnaissance géotechnique de sols à travers l'état des connaissances disponibles sur ces appareils ainsi que sur l'interprétation des résultats obtenus.

Après une présentation générale des différentes techniques de reconnaissance géotechniques, nous nous intéressons aux pénétromètres dynamiques, et plus particulièrement au PANDA.

Enfin, cette partie se termine par la présentation de la nouvelle génération de pénétromètres dynamiques instrumentés, le PANDA 3. Cet appareil a renouvelé la technique d'auscultation à l'aide des pénétromètres dynamiques et a mis en évidence qu'il est possible d'améliorer et d'optimiser l'information obtenue avec ce type d'essais.

Chapitre 1 : Reconnaissance des sols

1.1. Introduction

La construction d'un ouvrage en liaison avec le sol nécessite la réalisation d'une étude géotechnique. Cette étude a pour objectif de définir la conception et le dimensionnement des ouvrages ou parties d'ouvrages en interaction avec le sol. L'ingénieur s'appuie sur une reconnaissance de sols pour obtenir le maximum d'informations sur la nature physique, mécanique et hydraulique des différentes formations présentes en s'appuyant sur différentes méthodes d'investigations.

Dans l'état actuel des connaissances, l'élaboration d'un modèle géotechnique constitue fréquemment le point crucial de ces études. En effet, l'ingénieur géotechnicien a besoin d'avoir une image claire de l'organisation spatiale des matériaux constituant le sol, de leurs interactions et de leurs caractéristiques. Le modèle géotechnique constitue ainsi un recueil de données sur lesquelles on s'appuie pour justifier le dimensionnement d'un ouvrage (Reiffsteck et al. 2012). La qualité du modèle dépendra de différents facteurs (stratégie et organisation de la reconnaissance, moyenne des essais, interprétation...).

Au cours de la réalisation des études, le modèle géotechnique passe d'une description de l'environnement géologique général qui peut être très sommaire, imprécise voire peu fiable à la description du cadre géomécanique local (Figure 1-1). Le but de la reconnaissance est de rendre ce modèle fiable, précis, et le plus complet possible afin de permettre une conception de l'ouvrage qui soit la plus sûre possible. Autrement dit, la reconnaissance de sol se traduit par l'élaboration d'un modèle géotechnique qui trouve son application dans le modèle de calcul.

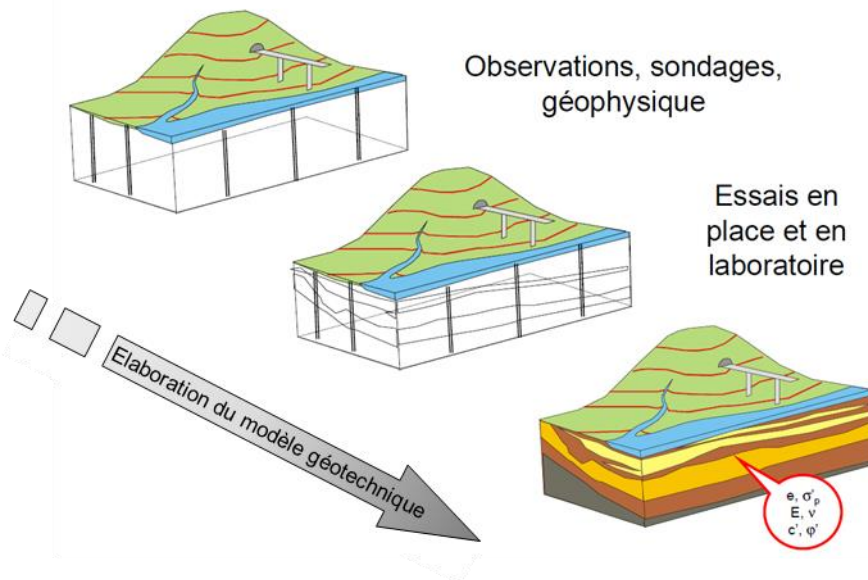


Figure 1-1. Elaboration d'un modèle géotechnique : progression de la reconnaissance géotechnique (Magnan 2010).

En France, comme dans d'autres pays, des recommandations existent pour aider le géotechnicien à concevoir les campagnes de reconnaissances (Eurocode 7 - Partie 2, 2007). Un organigramme synthétique de l'organisation des reconnaissances géotechniques est proposé dans l'annexe B de la partie 2 de l'Eurocode 7 (2007). L'enchaînement des missions géotechniques est aussi développé dans la norme française (NF P94-500, 2013).

1.2. La reconnaissance des sols in-situ

Dans la démarche qui va de la reconnaissance à la modélisation d'ouvrages, l'identification des caractéristiques des sols à partir d'essais de laboratoire ou in-situ est une étape essentielle. D'après (Gourvès et Zhou 1997), « la caractérisation des sols présents en surface doit permettre de répondre aux questions suivantes : quel matériau est présent, dans quel état de compacité, dans quel état hydrique et avec quel degré d'homogénéité ? ».

Les paramètres de nature et d'état sont souvent obtenus à partir des essais en laboratoire, pratiqués sur des échantillons de sols prélevés in-situ, permettant notamment un classement normalisé des sols. La caractérisation mécanique conduit à la détermination des paramètres de déformabilité et de résistance du sol. Cette caractérisation peut se faire soit à l'aide d'essais de laboratoire, soit à l'aide d'essais in situ et parfois selon une méthode mixte.

Ainsi, on cherche à déterminer avec le minimum d'erreur possible et à un faible coût, quelques paramètres riches du sol existant et utilisables ensuite par l'ingénieur pour le calcul des ouvrages.

1.2.1. Les campagnes de reconnaissances géotechnique

a) Les essais de laboratoire

Les essais de laboratoire sont effectués sur des échantillons de sol, remaniés ou non remaniés, dont la représentativité est essentielle. Ces essais sont réalisés dans des conditions bien maîtrisées (champs de contraintes et de déformations contrôlés) et permettent l'obtention de paramètres rhéologiques du sol (essai triaxial par exemple). De plus les essais de laboratoire permettent d'appliquer des sollicitations complexes qui permettent d'appréhender le comportement des sols possédant une histoire mécanique complexe (Figure 1-2).

D'autres essais permettent une caractérisation des paramètres physico-chimiques du squelette granulaire. Une classification des comportements mécaniques des sols peut être établie suivant ces paramètres. Quelques exemples d'essais pratiqués couramment au laboratoire sont l'essai de cisaillement direct, l'essai triaxial et l'essai œdométrique (Plumelle et al. 2013)

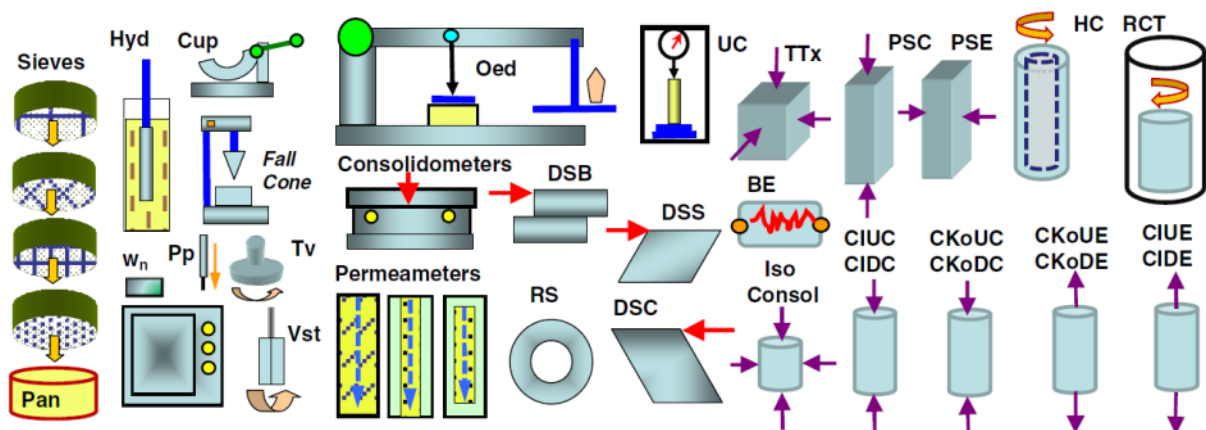


Figure 1-2. Schéma représentatif des essais de laboratoire (Mayne et al. 2009).

En outre, et bien que les essais de laboratoire sont pour la plupart normalisés, les processus et méthodologies expérimentales mises en œuvre sont parfois longs et complexes. A cela s'ajoute la difficulté de reproduire en laboratoire l'état de contrainte que le sol avait en place et fait que l'utilisation d'essais in-situ devient de plus en plus courante (Nasreddine 2004) pour la réalisation des campagnes de reconnaissance géotechnique. En effet, les résultats obtenus par le biais des essais de laboratoire sont généralement couplés avec ceux des essais in-situ.

b) Les essais in-situ

Les essais in-situ présentent l'avantage d'être représentatifs du sol testé et les contraintes appliquées par les appareils de sondage sont plus réalistes que les champs de contraintes appliquées sur des échantillons au laboratoire. Ils sont plus rapides, moins chers et permettent une prise en compte de la variabilité du sol dans l'espace.

Cependant, un des inconvénients des essais in-situ est que la plupart d'entre eux donne un ou deux paramètres qui sont liés de manière seulement indirecte aux propriétés dites classiques des sols (densité, angle de frottement, cohésion, module d'élasticité ...). De même, on utilise beaucoup les corrélations entre les caractéristiques issues d'un essai in-situ et les caractéristiques intrinsèques des sols. Ainsi, lorsque les résultats sont combinés, on augmente la quantité d'informations obtenue.

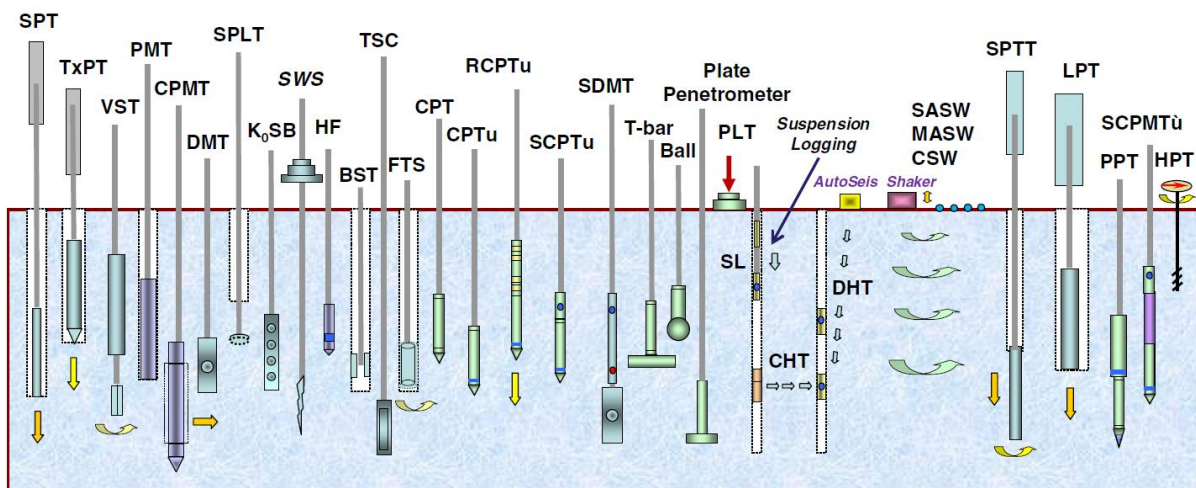


Figure 1-3. Schéma représentatif des essais in-situ (Mayne et al 2009).

Actuellement, la caractérisation des sols et l'interprétation des essais in-situ a profondément évolué, passant par des recommandations simples et empiriques et allant jusqu'à des méthodes plus sophistiquées (Mayne 2012). De plus, avec le développement de nouvelles techniques d'essais et des méthodes d'analyses de plus en plus rigoureuses, la caractérisation des sols naturels avec ce type d'essais prend de plus en plus d'ampleur (Fernando Schnaid 2005). La palette d'essais in-situ disponibles aujourd'hui est assez large, un récapitulatif de tous ces essais est montré sur la Figure 1-3.

1.2.2. Variabilité spatiale des propriétés des sols

En géotechnique, les méthodes de calcul reposent toutes sur des hypothèses simplificatrices qui ignorent le caractère hétérogène des sols naturels (Magnan et al. 1993). La variation dans l'espace des propriétés physiques et mécaniques des sols crée pourtant des incertitudes sur les valeurs représentatives des paramètres de calcul, ce qui se traduit par des incertitudes sur la prévision du comportement des ouvrages. La prise en compte de ces variations ne peut se faire qu'à partir de données objectives provenant d'essai in-situ.

Dans certains cas, c'est l'hétérogénéité qui influence fortement la réponse mécanique du massif de sol ; dans d'autres, celle-ci est affaiblie par l'effet de moyenne. Le premier correspond par exemple à un problème de rupture, le second, au comportement d'une fondation superficielle (tassements différentiels). Dans chacun des cas, la taille relative du volume de sol sollicité et de l'hétérogénéité concernée joue un rôle prépondérant. Cet effet d'échelle doit être pris en compte dans le choix de la répartition spatiale des essais.

Par ailleurs, l'origine sédimentaire des formations superficielles entraîne une anisotropie très forte entre les directions subhorizontales et verticales. Elle peut passer presque inaperçue à

l'échelle de l'essai alors qu'elle est fondamentale dans le comportement de l'ouvrage (effet de stratification par exemple).

Les méthodes d'analyse géostatistique sont de plus en plus intéressantes et performantes. Couplées avec des simulations numériques, elles permettent de mettre en évidence des indices particuliers, comme par exemple l'extension d'une couche de faible résistance. Elles trouvent des applications intéressantes comme l'aide au diagnostic du barrage en terre (Bacconnet et al. 2004), l'analyse structurale d'une digue en argile (Deplagne et Bacconnet 1993), le contrôle du compactage des barrages en terre (Deplagne et Bacconnet 1993)...

1.2.3. Bilan

La reconnaissance du sol est un élément clé du métier du géotechnicien. En effet, les géotechniciens ont besoin d'une connaissance aussi complète que possible de la nature, de l'état et du comportement mécanique et hydraulique des sols. Pour cela on s'intéresse à l'organisation et à la stratégie des campagnes de reconnaissance, aux forages et sondages, aux essais in-situ ainsi qu'aux essais de laboratoire.

Les essais de laboratoire et les essais in-situ ont chacun des avantages et inconvénients. Néanmoins, comme nous l'avons indiqué précédemment, l'utilisation des essais in-situ est largement employée, pour les raisons suivantes :

- ils sont plus rapides et moins coûteux que les essais au laboratoire ;
- une grande quantité de données est obtenue ;
- la variabilité horizontale et verticale du site peut être évaluée ;
- ils permettent de s'affranchir des aléas résultant des prélèvements d'échantillons.

A cause de ces avantages, en France, les essais in-situ sont devenus beaucoup plus utilisés dans les dernières années (Plumelle et al. 2013). Surtout avec le développement des instrumentations spéciales et l'enregistrement automatisé des données. Toutefois, l'utilisation d'un type d'essai ou d'un autre est souvent conditionnée par des contraintes propres au terrain, par la technique (accès, temps de réalisation) mais aussi par le budget de l'étude.

L'analyse de la variabilité d'une propriété d'un sol est relativement aisée si l'on dispose de suffisamment de mesures. Un appareil permettant d'effectuer de nombreux essais à un prix économique est donc intéressant.

Dans le contexte de ce travail, seuls les essais les plus couramment utilisés pour la reconnaissance à faible profondeur sont présentés dans la suite de ce rapport.

1.3. Techniques de caractérisation in-situ

Les méthodes de reconnaissance des sols se divisent en deux grandes familles complémentaires (Breysse et Kastner 2003) :

- les techniques ponctuelles ou directes qui donnent une information locale et précise sur les terrains en profondeur, elles regroupent essentiellement les méthodes de reconnaissance géotechnique qui font appel aux techniques de sondages ou de mesures in-situ.
- les techniques volumiques ou indirectes qui permettent de reconnaître un volume de sol important mais qui intègrent en une seule mesure un grand nombre d'informations qu'il est parfois difficile de restituer précisément en profondeur. Cette famille est celle des méthodes géophysiques de reconnaissance à partir de la surface, en forage ou entre forage.

1.3.1. Les méthodes géophysiques

Les principales techniques géophysiques appliquées au génie civil, leurs objectifs et les paramètres obtenus sont décrits dans des ouvrages géotechniques généraux (Cassan 1987) ; (Shahrour et Gourvès 2005) ; (Plumelle et al. 2013) et dans les normes qui leur sont dédiées. On retiendra les méthodes sismiques de mesure d'ondes mécaniques réalisées à partir de la surface du sol ou dans des forages, car il y est fait référence dans une étude comparative expérimentale (Chapitre 7).

Ces méthodes sont utilisées pour déterminer la stratigraphie globale du sol et donc la délimitation des différentes couches de sol. Avec les mesures d'ondes mécaniques, il est possible d'obtenir des propriétés élastiques du sol, principalement, le module de cisaillement G et la vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_S et de compression V_P .

a) Domaine d'application

La principale application de ces techniques d'essai concerne l'évaluation du risque sismique (Andrus et Stokoe 2000), mais d'autres applications existent pour évaluer l'impact sur l'environnement de machines tournantes générant des vibrations dans les sols. Plus récemment, ces applications sont élargies aux propriétés des matériaux pour résoudre les problèmes de déformation statique des structures en terre, de construction de chaussées ainsi que du contrôle de compactage de sol (Kim et al. 2013)(Figure 1-4).

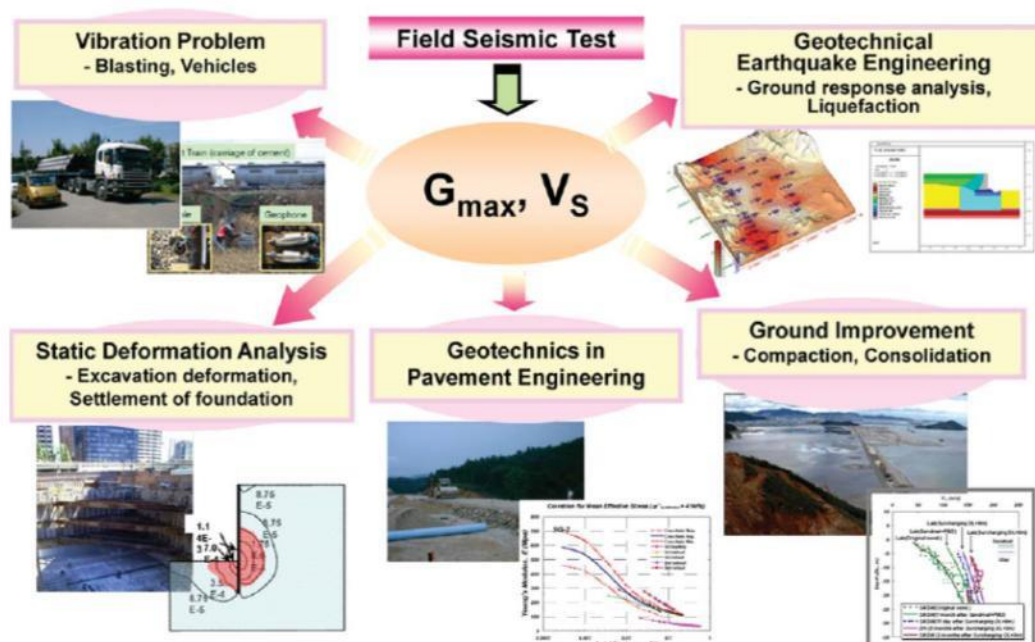


Figure 1-4. Application des méthodes sismiques à quelques problèmes géotechniques (Kim et al. 2013).

Les principaux avantages des méthodes sismiques sont (à condition que le terrain réel veuille bien ressembler aux modèles numériques) :

- les essais sont applicables à tout type de sol et de roches.
- l'interprétation des résultats reste bien soutenue théoriquement,
- les méthodes sont souvent rapides et économiques,
- les essais sont, dans la plupart des cas, non intrusifs (sauf le cross-hole, le down-hole et l'up-hole),

Par contre, les inconvénients de ce type d'essais sont :

- une caractérisation physique directe du matériau n'est pas possible,
- l'interprétation de ce type d'essai demande des très fortes hypothèses et des modèles du terrain,
- les méthodes sont influencées par la présence de couches cimentées, des couches non horizontales, des pentes, des inclusions, du bruit externe ...
- les résultats sont affectés par la teneur en eau, les argiles, la profondeur

Les essais géophysiques les plus utilisés aujourd'hui pour la détermination de la vitesse d'ondes sont la réfraction sismique, le Cross-hole, le Down-hole, le SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) et le MASW

1.3.2. Les forages et carottages

Les forages et carottages tiennent une place importante du fait des renseignements qu'ils fournissent, et grâce à l'adjonction possible de systèmes complémentaires d'information. Les techniques ont évolué depuis une dizaine d'années, en laissant une place assez large à l'électronique pour l'enregistrement des paramètres de forage (pression, vitesse, couples, débit) permettant déduire des caractéristiques mécaniques par corrélations (Borel et Reiffsteck 2006).

D'autre part, la conduite par un opérateur des outils de carottage conserve une forte influence sur le résultat, dont l'effet est complexe à apprécier. Il existe également un besoin de techniques de prélèvement aptes à fournir des échantillons de sols les moins remaniés possibles pour alimenter les essais de laboratoire.

Il n'est pas question ici d'approfondir dans la pratique de forage et sondage, l'évolution des techniques et l'exploitation des différents essais. Néanmoins, le lecteur intéressé peut se référer à (Reiffsteck et al. 2012).

1.3.3. Les sondages géotechniques

En général, on peut classer les essais in-situ en trois catégories suivant leurs principes de fonctionnement : les essais de cisaillement, d'expansion et de pénétration (Tableau 1-1). Ils sont utilisés surtout pour caractériser la stratigraphie du profil des sols et donner une évaluation de leurs caractéristiques de déformabilité et de résistance.

a) Principe

Les essais de cisaillement ont comme objectif de tester la résistance des sols en imposant une contrainte de cisaillement. L'essai de cisaillement in-situ plus connu est le scissomètre. Il s'agit d'un appareil simple d'emploi et peu encombrant, dont le principe repose sur la rotation d'un moulinet en acier comportant plusieurs pales, enfoncé préalablement dans le terrain. Pendant la rotation, on mesure l'évolution du moment de torsion T en fonction de la rotation θ appliquée.

Les essais d'expansion ont pour principe de dilater une sonde dans un forage pour déterminer la relation entre la pression appliquée par la sonde sur les parois du forage et le déplacement des parois du forage. Le principal essai est le pressiomètre et ses déclinaisons : le pressiomètre Ménard, le pressiomètre autoforeur et le pressio-pénétromètre, l'essai de pression latéral au dilatomètre de Marchetti. Cet essai présente l'avantage d'être un des rares capables de fournir une relation entre une contrainte et une déformation, jusqu'à la rupture du sol avec des conditions aux limites spatiales relativement bien définies.

Les essais de pénétration peuvent être réalisés par fonçage ou battage d'un élément dans le sol (pointe conique ou carottier) (voir section 1.4.2).

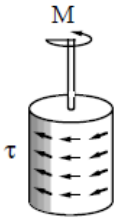
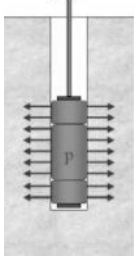
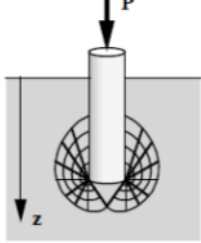
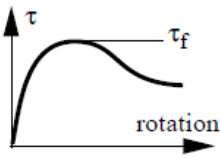
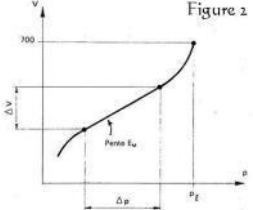
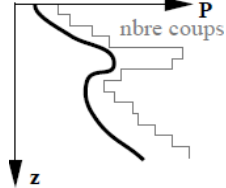
	Scissomètre	Pressiomètre	Pénétromètre
Modes de sollicitation			
Résultats			

Tableau 1-1. Principe des essais in-situ.

D'autres essais complémentaires, comme les essais de battage et de chargement des pieux, essais de chargement à la plaque, etc., relativement lents et coûteux, ont pour but d'apporter des solutions à des problèmes précis et clairement définis comme par exemple tester la portance des pieux ou des palplanches dans certains travaux de génie civil (Nasreddine 2004)

b) Domaine d'application

En France on utilise essentiellement l'essai pressiométrique Ménard (dans 75% des études de fondations (Plumelle et al. 2013) et les essais au pénétromètre statique. Les autres essais, comme les pénétromètres dynamiques et le Standard Pénétration Test, sont employés jusqu'à présent avec plus de réserves, à part pour la vérification du compactage. Enfin, l'utilisation de l'essai au scissomètre reste généralement restreinte à l'étude des sols fins mous ou peu compacts.

1.3.4. La spatialisation et le couplage des données

La géotechnique ne peut pas, pour des raisons de coût, déterminer et quantifier les propriétés mécaniques de façon continue dans l'espace. La représentativité des mesures géotechniques dans la reconnaissance des sols est donc extrêmement aléatoire : il est très difficile voire impossible d'obtenir une distribution spatiale des valeurs des paramètres géotechniques avec une résolution et une précision satisfaisante.

L'utilisation conjointe des mesures géophysiques et géotechniques (Moussouteguy 2002) permet de répondre en partie au problème de représentativité des mesures et de localisation spatiale de ces dernières. En effet une campagne géophysique, correctement dimensionnée par rapport aux objectifs du projet permettra de couvrir toute la surface et d'obtenir un indicateur objectif en tout point. La prise en compte de la répartition spatiale des différentes sources d'information est faite par la géostatistique qui permet d'optimiser les informations déduites des mesures effectuées.

A titre d'exemple (Figure 1-5), si on combine des sondages d'essais de pénétration statique (CPT) avec une tomographie de résistivité électrique (TRE), il est possible d'étendre l'information obtenue des sondages à des zones présentant les mêmes propriétés physiques.

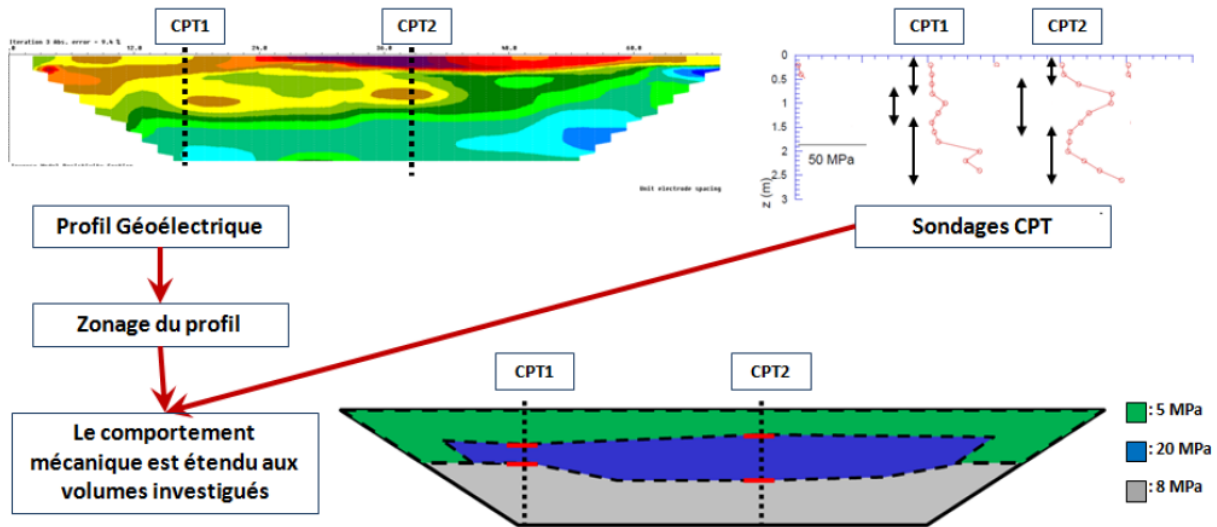


Figure 1-5. Combinaison de mesures géophysiques et géotechniques (Guerrero 2014).

1.3.5. Bilan

Une caractérisation complète de sols devrait inclure toutes les complexités de leur comportement. Cela reste un défi qui ne peut être relevé que partiellement, et seulement si une campagne comporte des carottages, des essais en laboratoire, des essais in-situ et des mesures géophysiques, sans exclusion et réalisés avec soin.

Les essais géophysiques, sont aujourd'hui de plus en plus utilisés pour la caractérisation des terrains (à condition qu'il y ait des interfaces). En effet, un des résultats les plus intéressants d'un point de vue géotechnique est la détermination des vitesses de propagation des ondes de cisaillement dans le sol.

Par ailleurs, les pénétromètres dynamiques sont des appareils très employés dans le monde entier pour des campagnes de reconnaissance géotechnique. Il existe des pénétromètres de toutes tailles et de toutes puissances de pénétration. Cependant, ce type d'appareil donne un nombre limité d'informations sur le sol et mesurent seulement la résistance opposée par le sol à la pénétration de la pointe. De plus, son interprétation demeure encore largement empirique. La section suivante est consacrée à ce type d'essai qui constitue le sujet principal de ce travail.

1.4. L'essai pénétrométrique

Utilisé depuis le début du 20^{ème} siècle, l'essai pénétrométrique consiste à foncer dans le sol un pieu à échelle réduite muni d'une pointe conique. Il existe des pénétromètres de toutes tailles et de toutes puissances de pénétration, néanmoins et de manière générale, la famille des pénétromètres, peut se diviser en deux :

- les pénétromètres statiques (ou quasi-statiques) qui sont vérinés dans les terrains à vitesse faible et constante,
- les pénétromètres dynamiques, enfoncés dans le sol par battage.

Qu'ils soient statiques ou dynamiques, les pénétromètres fournissent une caractéristique du sol à la rupture. En effet, le sol situé sous la pointe demeure dans un état limite puisque la pointe de l'appareil le poinçonne constamment (Amar et Jezequel 1998). La courbe déduite de l'essai, fournit la résistance à l'enfoncement de la pointe en fonction de la profondeur d'enfoncement et s'appelle un pénétrogramme. C'est une courbe continue ou à paliers, qui rend compte d'une propriété du sol dans une direction donnée. L'essai permet donc de détecter des couches de sols à d'épaisseurs assez faibles. De plus, par le biais des corrélations, on peut estimer quelques paramètres mécaniques des sols auscultés autres que la résistance de pointe.

1.4.1. Les pénétromètres statiques

a) Principe

Le principe de l'essai CPT (Cone Penetration Test) consiste à foncer verticalement dans le terrain, à vitesse constante de 2 cm/s, un train de tiges muni à sa base d'une pointe conique (NF P94 113). On mesure de manière continue ou par pas de profondeur, la résistance opposée par le sol à la pénétration de la pointe appelée résistance de pointe, notée q_c . Cet essai est généralement privilégié pour les études de fondations dans la pratique européenne (Reiffsteck et al. 2012).

Dans certains appareils, il est possible de mesurer la force totale d'enfoncement en pointe ainsi qu'une valeur moyenne du frottement latéral se produisant entre le sol et un manchon placé sur les tiges. La résistance de pointe statique q_c correspond au rapport entre la force totale en pointe Q_c et la section projetée de celui-ci A_c . En outre, le rapport entre l'effort de frottement Q_s et la surface latérale du manchon A_s correspond au frottement latéral moyen f_s .

b) Les développements

Les premières améliorations de l'essai au pénétromètre statique ont surtout porté sur la capacité de dissocier la résistance de pointe du frottement latéral (Jezequel 1969);(Nazaret 1974). Les pointes utilisées actuellement comportent à l'arrière du cône un capteur piézométrique. Le pénétromètre a ensuite fait l'objet de nombreuses variantes ou systèmes dérivés donnant ainsi le piézocône (intégration de capteurs de pression interstitielle), le seismocône (intégration d'accéléromètres (Robertson et al. 1986)), le vibrocône (intégration d'un vibreur (Mayne et al., 1999)), le pressio-pénétromètre (intégration d'un pressiomètre sur le train de tige (Amar et al. 1983)), le pénétro-gamadensimètre (intégration d'une source radioactive et/ou un compteur (Ledoux et al. 1983)), l'envirocône (intégration d'une pointe environnementale (Lunne et al.1997)).

c) Domaine d'application

Le CPT présente un grand intérêt pour la reconnaissance des sols. En effet, non seulement il permet une mesure de résistance de pointe à grande profondeur mais on peut également

envisager une classification des sols grâce à la mesure couplée du frottement au manchon (Robertson et Wride 1998)

Cependant, de nombreux facteurs peuvent influencer les mesures, tel que la vitesse de pénétration pour les argiles (Bemben et Myers 1974) ainsi que les variations de température, d'inclinaison, les erreurs de calibrations et l'usure du cône. Ces facteurs peuvent ne pas être négligeables. De plus, malgré l'intérêt des informations fournies par les pénétromètres statiques, ils ne sont pas adaptés à tous les types de terrain (l'enfoncement du pénétromètre peut être bloqué par une couche plus dure, alors qu'il y a des terrains moins résistants au-dessous) d'où l'intérêt de l'utilisation des pénétromètres dynamiques.

1.4.2. Les pénétromètres dynamiques

a) Le carottier SPT

L'essai Standard Penetration Test (SPT) a été largement développé par Terzaghi (Gonin et Vandangeon 1992) qui a défini un mode opératoire pour ce qui n'était, au début, qu'une habitude de chantier. Il s'agit en effet de compter le nombre de coups nécessaire pour enfoncer un carottier de taille normalisée sur 0,30 m de profondeur avec une masse de 63,5 kg tombant en chute libre d'une hauteur de 0,76 m (NF P94-116).

Ce nombre de coups N_{SPT} correspond à une valeur dite « SPT » suivant la norme (ASTM D1586), le projet de Norme européenne publié dans les Proceedings du Congrès International de mécanique des sols à Tokyo en 1981. Cet essai est qualifié parfois de rustique mais il donne cependant des résultats raisonnablement fidèles et présente deux avantages peu souvent mis en lumière :

- fait à l'avancement, il est moins sensible que le pressiomètre à la qualité du trou de forage ;
- il est le seul essai qui associe à une mesure in-situ de la résistance du sol, un prélèvement permettant une identification précise des terrains soumis à l'essai.

Les paramètres, données ou grandeurs physiques qui ont été le plus souvent évalués à partir des valeurs de l'essai SPT, sont les suivants (Robertson 2006) :

- densité relative du sable ;
- angle de frottement interne d'un sable ;
- résistance à la compression simple d'une argile ;
- contrainte admissible sur un sable ;
- potentiel de liquéfaction d'un sol ;
- pression de pointe mesurée au pénétromètre statique
- pression limite et module pressiométrique mesuré au pressiomètre Menard.

Par ailleurs, il est admis que le nombre de coups N_{SPT} est sensible à de nombreux facteurs : pression de surconsolidation, énergie de battage, diamètre du forage, longueur du train de tiges, technique de forage, etc. (Gonin et Vandangeon 1992).

Actuellement, cet essai est de moins en moins utilisé. En effet, beaucoup de critiques ont été publiées (De Mello 1971) (Reiffsteck et al 2012), surtout à l'encontre des nombreux coefficients de correction à appliquer aux mesures obtenues sur le terrain. Par contre, l'importance de cet essai est fondée sur la grande base de données des résultats qui établit diverses relations entre les caractéristiques mécaniques des sols et la valeur N_{SPT} (Cassan 1987).

b) Les pénétromètres dynamiques à pointe conique DPT

L'essai de pénétration dynamique consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, un train de tiges, ou des tubes métalliques munis souvent d'une pointe conique de section A_c . Par leur simplicité d'utilisation, de très nombreuses variétés d'appareils ont été développées et utilisées au cours du siècle dernier. Ceux-ci ont été originalement conçus pour recueillir de l'information

sur la résistance à la pénétration du sol, et particulièrement pour déterminer le degré de compacité des sols non cohésifs, dans lesquels le prélèvement d'échantillons devient difficile (Sanglerat 1972). Une description détaillée des pénétromètres dynamiques sera présentée dans le suivant Chapitre.

1.5. Bilan

Le dimensionnement et la construction des ouvrages demandent une bonne connaissance du comportement mécanique du sol et de sa variabilité spatiale. Nous avons présenté les différentes voies possibles permettant la détermination des paramètres mécaniques des sols :

Les essais en laboratoire présentent quelques avantages : les conditions aux limites sont bien définies, le contrôle du drainage est assuré, les chemins de contraintes est bien connu, la nature du sol est identifiée. En plus, les essais en laboratoire permettent d'identifier plusieurs aspects du comportement du sol : isotropie, effet du temps, influence du déviateur, de la contrainte moyenne...

Les essais in situ comprennent, entre autres, les essais de pénétration, de cisaillement, d'expansion et les essais sismiques. Leur utilisation est pratiquement systématique pour n'importe quel ouvrage important en génie civil. Mais à leur avantageuse rapidité s'ajoute la qualité variable de ces essais dont l'analyse se fonde surtout sur des considérations empiriques manquant de fondements théoriques (sauf dans une certaine mesure pour les essais d'expansion, et pour les essais sismiques). Les chemins de contraintes effectives ou de déformation et les conditions aux limites sont également inconnus ou mal définis dans le cas général (pénétromètre, scissomètre ...).

Parmi les essais in-situ les pénétromètres occupent une place très importante. Il existe deux grands types de pénétromètres : les pénétromètres statiques ou CPT (foncés à vitesse constante) et les pénétromètres dynamiques (foncés par battage à l'aide d'un marteau) DCP ou SPT. Ces appareils ont des tailles très différentes et varient selon leur usage, depuis les appareils à main jusqu'à des systèmes capables d'ausculter des sols en grande profondeur. Néanmoins, ce sont les essais au pénétromètre dynamique les plus utilisés dans le monde. A titre d'exemple, on considère qu'environ le 85-90% des fondations classiques du continent américain ont été dimensionnées sur la base des résultats obtenus avec ce type d'appareils, particulièrement avec le pénétromètre dynamique SPT (Bowles 1996). Le chapitre suivant est consacré à l'état des connaissances disponibles actuellement sur les pénétromètres dynamiques ainsi que sur l'interprétation des essais.

Chapitre 2 : Les pénétromètres dynamiques

2.1. Historique

L'essai au pénétromètre dynamique est certainement l'une des plus anciennes techniques d'auscultation de sols. Il dérive directement du mode de mise en œuvre, par battage, de pilotis en bois utilisés depuis de nombreux siècles (Figure 2-1). Il a été très longtemps considéré comme un appareil de reconnaissance rudimentaire et non satisfaisant car, bien que fondé sur un principe simple, il cache de nombreux défauts liés à sa conception et son utilisation (Waschkowski 1983).

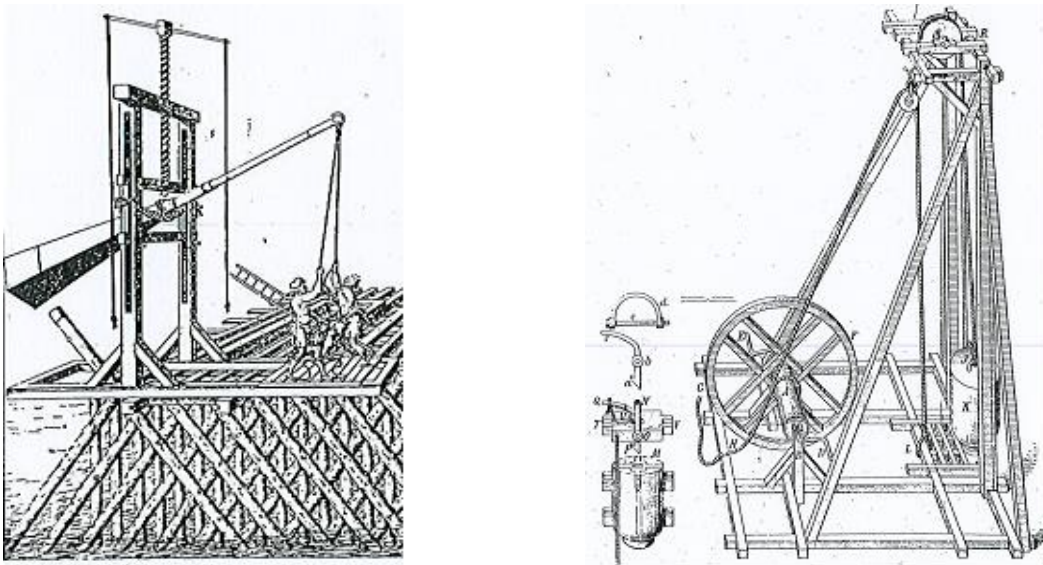


Figure 2-1. Origines des pénétromètres dynamiques.

Par ailleurs, des perfectionnements ont permis l'élaboration de formules de battage (section 2.2.1), procurant ainsi une estimation qualitative de la résistance dynamique du terrain. En effet, moyennant certaines simplifications, il est possible de relier l'énergie de battage et l'enfoncement à la résistance à la rupture du sol, dite résistance en pointe q_d . Pendant très longtemps ces résultats ont été les seuls indicateurs permettant d'interpréter le comportement d'un pénétromètre battu.

2.2. Principe et interprétation de l'essai

Cet essai consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges ou de tubes métalliques souvent munis d'une pointe conique de section notée A_c . Tout au long de l'essai, on compte le nombre de coups N_x nécessaire pour enfoncer sur une profondeur donnée x le dispositif dans le sol. De manière générale, un pénétromètre dynamique est composé de quatre éléments principaux :

- **un mouton de battage** qui produit l'énergie par sa chute, au cours de laquelle il ne doit subir aucun frottement parasite. L'énergie de battage peut être constante ou non. Dans le premier cas, le mouton tombe en chute libre depuis une hauteur qui reste constante lors du sondage et l'énergie de battage est donc constante. Dans le

deuxième cas, le mouton est accéléré ou ralenti pendant le battage et l'énergie de battage est donc variable ou adaptative (cas du PANDA).

- **une enclume** qui transmet l'énergie au train de tiges. Le contact entre l'enclume et le mouton, ainsi que la liaison entre l'enclume et la tige constituent le plus souvent des lieux privilégiés de dissipation d'énergie.
- **un train de tiges** qui transmet l'énergie de battage jusqu'à la pointe en se propageant sous la forme d'un train d'onde. Le train d'onde se réfléchit au niveau de la pointe en transmettant au passage une partie de son énergie au sol. Le frottement latéral entre le train de tige et le sol n'est pas à négliger et peut représenter la principale cause des pertes d'énergie. Des études montrent que des pertes d'énergie peuvent être dues au mauvais serrage entre les tiges (Byun et Lee 2013).
- **une pointe** qui poinçonne le sol et qui est caractérisée par son diamètre et la longueur de son fût. La géométrie de la pointe et le rapport d'échelle existant entre la pointe et les grains du sol influencent les résultats obtenus. En effet, dans un sol donné, on observe généralement une augmentation de la résistance de pointe lorsque le diamètre de la pointe diminue (Sanglerat 1972).

De même, toute variation de ces éléments rendra la comparaison quantitative entre les différents pénétromètres dynamiques très imprécise et souvent décevante, même si on utilise la même formule de battage.

2.2.1. Interprétation du battage

Un essai de pénétration dynamique est souvent exploité en traçant une courbe appelée pénétrogramme et donnant la distribution des résistances de pointe du sol (q_d) en fonction de la profondeur. Pour obtenir la résistance de pointe q_d , on utilise diverses formules de calcul qui sont établies soit à partir de l'étude du bilan d'énergie, soit à partir de la théorie de la propagation des ondes.

a) Méthodes énergétiques : formules de battage

Les formules classiques de battage (Frazer 1971; Zhou 1997) ne sont pas démontrées ici. Seules les démarches et hypothèses inhérentes à leur établissement seront exposées.

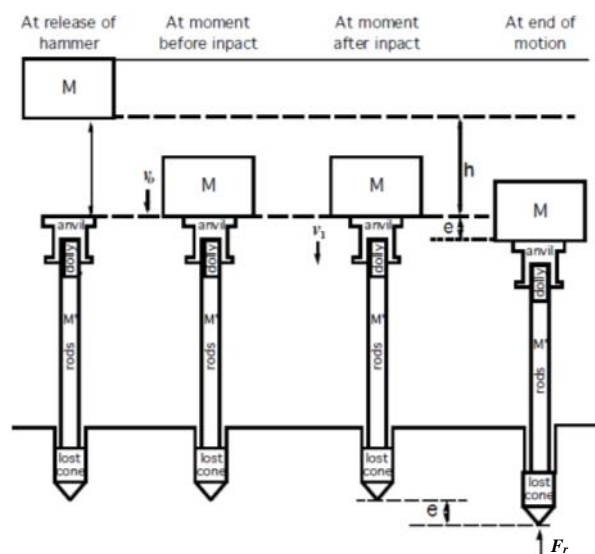


Figure 2-2. Illustration du phénomène de battage pénétrométrique (Be 2011).

Les données du problème sont représentées sur la [Figure 2-2](#). On connaît l'énergie cinétique de battage. Les pertes d'énergie sont quant à elles de trois types : les déformations élastiques du pénétrètre et du sol, la nature inélastique du choc et, dans certains cas, la résistance apportée par l'eau ([Benz-Navarrete 2009](#)).

La formule générale fournissant la résistance du sol à partir d'un essai de battage dynamique d'un pénétrètre est la suivante :

$$q_d = \frac{MgH}{(1+a)e} \frac{1}{(1+c/e)} (1 + \varepsilon^2 a) + (M + P)ge \quad \text{Équation 2-1}$$

Avec :

a = le rapport entre la masse du corps (P) et la masse du marteau (M) ; $a=P/M$

$\frac{MgH}{(1+a)e}$ = la résistance du sol dans le cas d'un sol parfaitement inélastique, avec g l'accélération de la pesanteur et e l'enfoncement plastique du cône

$\frac{1}{(1+c/e)}$ = le facteur de correction adimensionnel ≤ 1 . Ce facteur prend en compte les pertes d'énergie par déformations élastique du pénétrètre et du sol ; et

$(1 + \varepsilon^2 a)$ = le facteur de correction adimensionnel ≤ 1 , qui prend en compte l'élasticité du choc, avec ε le coefficient de restitution de Newton

e = l'enfoncement de la pointe

H = la hauteur de chute

Celle-ci, dite équation général de battage, est obtenue en appliquant la théorie des chocs de Newton et en faisant un bilan énergétique avant et après le choc. De même, plusieurs formules de battage sont dérivées de l'équation générale et des hypothèses permettant la prise en compte des pertes d'énergie. Dans ces formulations, le terme $(M + P)ge$ du travail d'inertie après impact est souvent négligé. On peut citer par exemple :

- la formule de Hiley qui considère le cas d'un choc qui n'est pas parfaitement inélastique ($\varepsilon \neq 0$) et s'applique pour des déformations élastiques du pénétrètre et du sol inférieures à 10 mm, donc $c < 0,5$. Elle s'écrit sous la forme :

$$q_d = \frac{MgH}{(1+a)e} \frac{1}{(1+c/e)} (1 + \varepsilon^2 a) \quad \text{Équation 2-2}$$

- la formule des Hollandais qui considère un choc parfaitement inélastique ($\varepsilon = 0$) et les déformations élastiques du pénétrètre et du sol négligeables ($c = 0$). Elle s'exprime :

$$q_d = \frac{MgH}{e} \frac{1}{(1+a)} \quad \text{Équation 2-3}$$

- la formule dite de Crandall qui considère un choc parfaitement inélastique ($\varepsilon = 0$), et des déformations élastiques du pénétrètre et du sol non négligeables ($c \neq 0$). Elle s'exprime :

$$q_d = \frac{MgH}{(e+c)} \frac{1}{(1+a)} \quad \text{Équation 2-4}$$

Malgré ces hypothèses, à l'heure actuelle, on considère généralement que la formule des Hollandais donne des résultats satisfaisants pour des longueurs de tiges et des rapports de masses faibles. Cependant, il faut remarquer que pour de faibles valeurs d'enfoncement plastique e , la résistance dynamique calculée par la formule des Hollandais pourra atteindre des valeurs très élevées. Ainsi lorsque $e < 5$ mm, on utilisera des formules tenant compte des déformations élastiques.

b) Selon la théorie de propagation des ondes

Un des défauts des formules de battage est le fait de considérer le pénétromètre (ou le pieu) comme un corps rigide (Frank 1995). De plus, ces formules supposent l'existence d'une résistance limite du sol constante durant l'enfoncement. Ces hypothèses sont assez éloignées du comportement réel des sols sous sollicitations dynamiques.

Le choc du mouton sur l'enclume génère un train d'ondes qui se propagent avec une vitesse finie dans le train de tiges. Ces ondes provoquent une succession de séquences d'enfoncement correspondant aux allers retours très rapides de celles-ci dans le pénétromètre. L'enfoncement du pénétromètre à chaque coup se fait donc en plusieurs étapes (Figure 2-3). Finalement, le processus d'enfoncement s'arrête lorsque la contrainte à la pointe devient inférieure au seuil de plasticité du sol.

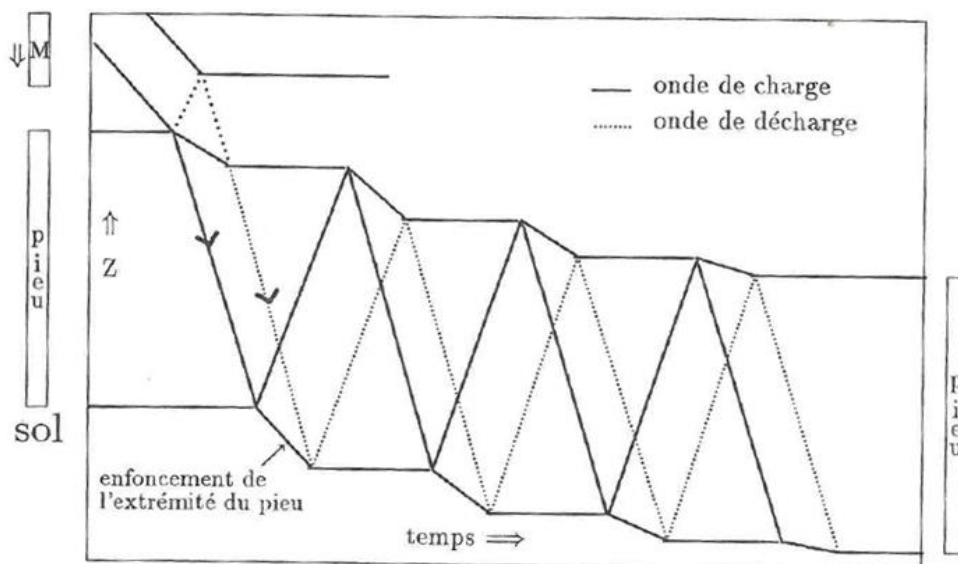


Figure 2-3. Propagation d'ondes dans un pénétromètre en cours de battage (Semblat 1994).

Dans cette approche, on représente les tiges comme des corps élastiques homogènes et de section uniforme. Il n'est pas question ici de dériver et/ou de démontrer les expressions qui décrivent la propagation, la réflexion ou la transmission des ondes. On abordera ce sujet plus en détail dans le chapitre 4 de ce mémoire.

(Aussedat 1970) et (Meunier 1974) ont étudié les sollicitations rapides et les propagations d'ondes de choc dans les sols. Dans ces travaux, le phénomène de battage dynamique d'un pieu a été analysé. Ainsi Meunier a proposé une formule de calcul de la résistance dynamique de pointe Q_d lors d'un essai de pénétration dynamique :

$$Q_d = \frac{MgH}{\left(e + \frac{\rho_t \cdot v_m}{\rho_s \cdot c_s} \cdot L_m\right)} \quad \text{Équation 2-5}$$

avec ρ_t la masse volumique des tiges, ρ_s la masse volumique du sol, v_m la vitesse du marteau au moment de l'impact, c_s la célérité des ondes dans le sol et L_m la longueur du marteau.

(Gonin 1978)(Gonin 1996) a appliqué cette théorie à l'interprétation du phénomène du battage dynamique des pénétromètres. Il a constaté que le transfert d'énergie se fait sous forme d'onde de compression. Cette onde se propage vers l'interface pointe / sol où une réflexion et un amortissement ont lieu. La réaction du sol au niveau de la pointe est supposée rigide plastique. Ainsi, l'énergie utilisée pour l'enfoncement de la pointe Q_{de} est égale à la différence entre l'énergie de l'onde incidente ξ_f et celle de l'onde réfléchie ξ_g .

$$Q_{de} = \xi_f - \xi_g = \left[2 \frac{A_t L_m \sigma_i^2}{E_t} \right] - \left[2 \frac{A_t L_m}{E_t} \left(\frac{Q_d}{A_p} - \sigma_i \right)^2 \right] \quad \text{Équation 2-6}$$

avec A_t la section des tiges, L_m la longueur du marteau, σ_i la contrainte de l'onde de compression incidente, E_t le module d'Young et A_p la section de la pointe.

(Goble et al. 1975) développe une méthode appelée « CASE » pour l'estimation de la résistance totale du sol en pointe, notée Q_t . Elle se base sur des mesures extensométriques réalisées lors du battage (Rausch et al. 1972). Dans cette approche, Q_t est calculée à partir de deux mesures extensométriques de force et de vitesse d'ondes, séparées les unes des autres par l'intervalle de temps $2L/c$.

$$Q_t = \frac{1}{2} \cdot [F(t_1) + F(t_2)] + \frac{1}{2} \cdot \frac{E_t A_t}{c_t} \cdot [v(t_1) - v(t_2)] \quad \text{Équation 2-7}$$

avec $F(t_1)$ et $v(t_1)$ (resp. $F(t_2)$ et $v(t_2)$) la force et la vitesse de l'onde incidente (resp. réfléchie), et t_2 égale à $t_2 = t_1 + 2L/c_t$.

(Paikowsky et al. 1994) proposent une méthode simplifiée pour déterminer la valeur Q_t à partir des enregistrements $F(t)$ et $v(t)$ effectués lors de battage. Dans cette approche, on calcule l'énergie maximale livrée aux tiges par l'impact $E'(t)$ à partir des signaux $F(t)$ et $v(t)$. On détermine aussi à partir du signal $v(t)$ l'enfoncement maximal d_{max} et l'enfoncement final s après le coup.

$$Q_t = \frac{E'(t)}{\left[s + \frac{d_{max} - s}{2} \right]} \quad \text{Équation 2-8}$$

Bien que cette approche décrive mieux le phénomène de battage d'un pénétromètre, les équations présentées ci-dessus sont rarement appliquées dans la pratique. Cela est dû à la simplicité d'application des formules de battage mais aussi à la difficulté de leur application. En effet, celle-ci nécessite en pratique l'installation de capteurs et des chaînes d'acquisition et de traitement associées permettant l'enregistrement des forces et vitesses d'ondes dans le pénétromètre.

2.2.2. Interprétation théorique du terme de pointe

Du fait des avantages de l'utilisation du pénétromètre comme moyen de caractérisation des sols, lier la résistance à la pénétration du cône (q_d) aux propriétés classiques du sol (φ , c , E , ID ...) est devenu une problématique qui a reçu une attention considérable en recherche (Salgado 2013). L'enfoncement continu d'une pointe pénétrométrique dans un sol représente un problème incluant des conditions initiales et aux limites extrêmement difficiles à modéliser, parce que :

- la géométrie du problème est plus complexe que celle d'autres essais comme par exemple le pressiomètre,
- sa représentation doit rendre compte de toute la complexité du comportement mécanique des sols lors de l'enfoncement.

Néanmoins, on sait que la résistance de pointe dépend des paramètres intrinsèques du sol (forme, taille et état de surface des grains), de ses paramètres d'état (indice des vides, densité, teneur en eau et contrainte de confinement), ainsi que des conditions aux limites (géométrie du cône, longueur du manchon de frottement).

a) Etudes expérimentales

A partir d'observations expérimentales (sur modèles réduits, en centrifugeuse ou en vraie grandeur), de nombreux auteurs ((Grésillon 1970), (Foray 1972), (Puech 1975), (Balachowski 1995) et (Emerson 2005)) ont décrit l'évolution de la résistance de pointe q_c en fonction de la profondeur, dans le cas d'un matériau pulvérulent homogène non surchargé. Cette évolution, représentée sur la (Figure 2-4), est la suivante :

- à faible profondeur, les contraintes sous la pointe sont faibles. Le sol situé au voisinage suit un chemin de dilatation pour atteindre la rupture, et donc on observe un refoulement vers la surface, comme dans le cas des fondations superficielles ;
- lorsque la profondeur augmente, le sol sous la pointe commence à se comprimer, d'où un refoulement partiel ;
- à grande profondeur, l'augmentation de la résistance opposée au cône ralentit très rapidement et on rentre dans un régime quasi-stationnaire associé à un mécanisme de poinçonnement (expansion d'une cavité) ;

Le passage au régime des grandes profondeurs peut être relié à la pression critique.

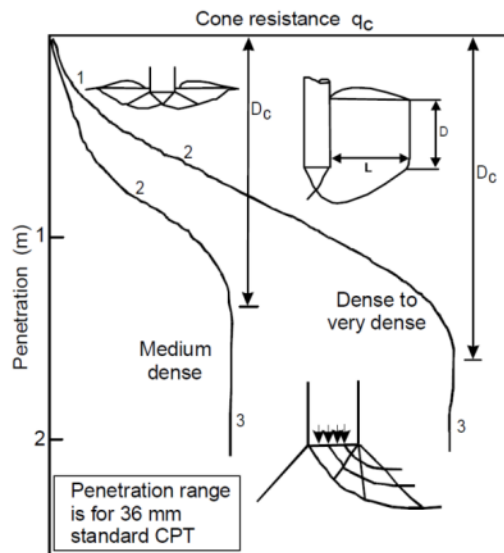


Figure 2-4. Mécanismes de rupture associés aux différentes phases de pénétration (Emerson et al. 2008).

Cette analyse n'est pas valable dans le cas des sables très lâches pour lesquels, malgré le faible confinement observé près de la surface, la compressibilité du sable est telle qu'il se contracte immédiatement sous la pointe et aucun refoulement ne se manifeste à la surface (Emerson 2005).

A partir de ces observations, on peut distinguer les mécanismes de rupture autour de la pointe observés à faible profondeur de ceux observés à grande profondeur.

b) Modèles théoriques de la phase initiale de pénétration

Plusieurs auteurs considèrent que le déplacement latéral du sol dans les premiers stades de la pénétration peut être représenté par un modèle de capacité portante avec un prolongement des lignes de glissement vers la surface du sol. Diverses recherches ont été développées aboutissant à différentes solutions pour la capacité portante, dépendant de la forme et de la localisation de la zone de glissement supposée. Une synthèse de quelques-unes de ces solutions de capacité portante pour l'interprétation de la résistance de pointe pour différents types de sol est fournie par (Yu et Mitchell 1998).

Bien que cette approche résulte d'une analyse relativement simple et rapide d'application pour déterminer la capacité portante, deux critiques majeures lui sont faites :

- l'hypothèse d'un sol purement plastique qui ne manifesterait aucune déformation appréciable avant le seuil de rupture. Ainsi, l'influence de la compressibilité du sol sur la résistance de pointe ne peut pas être estimée,
- l'indépendance des propriétés mécaniques vis-à-vis de la contrainte horizontale exercée autour de la pointe.

De nombreux auteurs ont cherché à les corriger et à introduire des paramètres supplémentaires pour prendre en compte ces effets qui peuvent modifier d'une manière appréciable l'angle de frottement interne du matériau (Menard 1963).

c) Modèles théoriques à plus grande profondeur

A plus grande profondeur, les efforts de pénétration sont gouvernés par la compressibilité du sol et l'augmentation des contraintes autour de la pointe, des phénomènes qui sont ignorés dans les théories de capacité portante. (Yu et Mitchell 1998) définissent trois approches pour étudier la pénétration dans les milieux granulaires : la théorie d'expansion de cavité, la théorie de régime permanent et la modélisation numérique.

(i) Théorie de l'expansion de cavité

La théorie de l'expansion de cavité prévoit l'existence d'une pression limite au-delà de laquelle les déformations n'ont aucune influence sur la pression à l'intérieur de la cavité. Un phénomène analogue se produit au niveau de la pointe lors de son chargement (Balachowski 1995). Avec cette méthode, la pression limite pour l'expansion de cavité est déterminée analytiquement ou numériquement est ensuite reliée à la résistance de pointe. Cette pression est une fonction du module de cisaillement du sol, de la contrainte effective, de l'angle de dilatance, de l'angle de frottement interne et du coefficient de Poisson. Quelques solutions associées à l'expansion d'une cavité dans un milieu élastoplastique parfait ont été présentées par (Vesic 1972). Postérieurement, l'utilisation de modèles de comportement de sol de plus en plus complexes et réalistes ont abouti à des progrès très importants dans les solutions obtenues avec cette approche (Wei 2004).

En supposant une masse de sol infinie, à un instant suivant immédiatement la création d'une cavité, une zone plastique se développe autour de cette cavité. Cette zone plastique est entourée d'une zone élastique non linéaire, elle-même entourée d'une zone élastique linéaire où les déformations restent faibles (Figure 2-6.a). Dans la zone élastique non linéaire, la contrainte reste inférieure à la contrainte ultime, mais la déformation est supérieure à la déformation élastique linéaire maximale : c'est pourquoi on peut supposer un comportement élastique non-linéaire. Dans la zone plastique, la cavité est en cours d'expansion (la contrainte limite est atteinte). L'angle de frottement varie ainsi à partir de sa valeur critique jusqu'à sa valeur de pic, observée à l'interface avec la zone élastique (Salgado et Prezzi 2007).

Sur la question de la forme de la cavité (sphérique ou cylindrique), (Salgado et al. 1997) montrent que, pour le cas de sables, les champs de déplacement développés autour de la pointe lors de l'enfoncement tendent à être horizontaux et peuvent donc être modélisés par l'expansion d'une cavité cylindrique.

(Yu et Mitchell 1998) ont récapitulé quelques solutions semi-empiriques permettant de relier la résistance de pointe à la pression limite d'expansion de cavité (Figure 2-6.b). En outre, (Salgado et al. 1997) ont développé un logiciel permettant le calcul de la résistance de pointe avec cette approche d'une manière plus simple et précise.

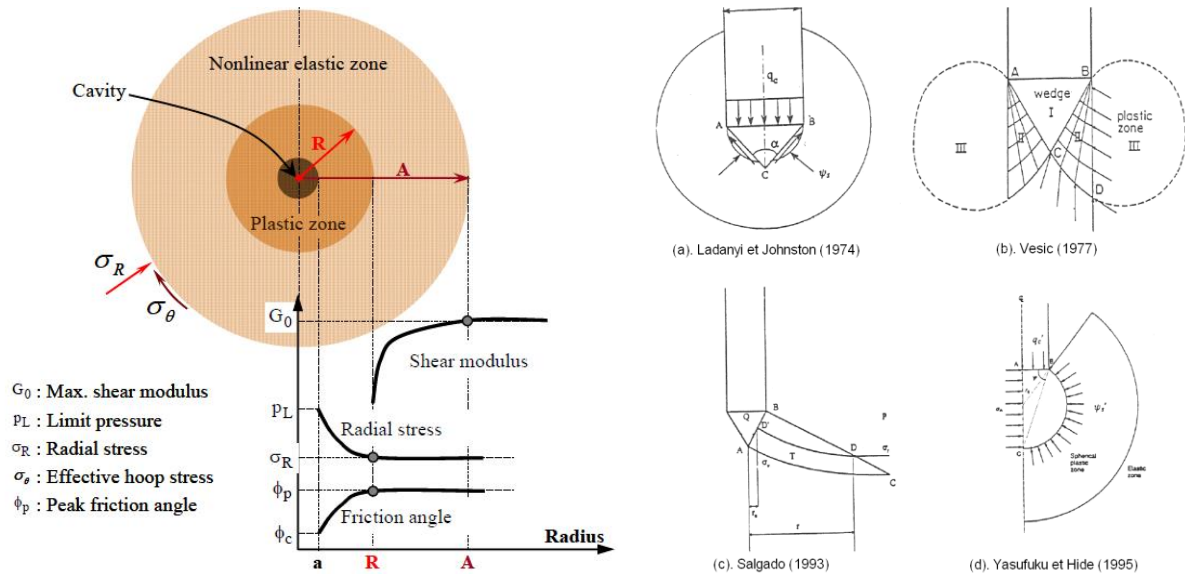


Figure 2-5. (a) Expansion d'une cavité : zone élastiques et plastiques, et (b) schémas des relations supposées entre q_c et la pression limite p_l d'expansion d'une cavité (Yu et Mitchell 1998).

Actuellement, on accepte que cette approche donne des estimations satisfaisantes et plus réalistes que celles obtenues avec la théorie de la capacité portante, ceci parce que :

- les déformations élastiques et plastiques du sol développées au cours de l'enfoncement sont prises en compte,
- il est possible de tenir compte, approximativement, de l'influence de l'enfoncement sur l'état de contrainte initial ainsi que des effets des rotations ayant lieu autour de la pointe.

Un résumé sur la théorie et les analyses nécessaires pour le calcul de la résistance de pointe à partir de la pression limite d'expansion d'une cavité est présenté par (Salgado et Prezzi 2007). Il présente également des abaques permettant d'estimer la valeur de la résistance de pointe à partir de quelques paramètres d'état et mécaniques du sol testé (densité relative, contrainte de confinement, angle de frottement interne).

(ii) Modèles aux éléments finis

La plupart des applications géotechniques qui utilisent la méthode d'éléments finis (MEF) se limitent à des analyses en petites déformations. Cependant, si l'on modélise l'essai de pénétration en petites déformations, on se heurte à des problèmes d'interprétation du fait des grandes déformations produites lors de la pénétration de la pointe. En faisant un calcul avec un pénétromètre introduit dans un trou "numériquement déjà foré" et en répétant le calcul à différentes profondeurs, on pourrait de manière approximative calculer l'évolution de q_c . Cependant, l'introduction des conditions initiales correctes d'un tel calcul n'est pas évidente puisque l'état de contrainte autour de la pointe lors de la pénétration est très différent de l'état de contrainte initial du sol (Emerson 2005).

Afin de modéliser plus correctement les grandes déformations locales créées lors de la pénétration, (Meave Silva 1999) propose deux types d'approche : un remaillage après chaque pas incrémental (appelé "updated Lagrangian") ou une approche eulérienne consistant en un découplage entre les déplacements matériels et les déplacements nodaux.

(van den Berg et al. 1994) a adapté l'approche "updated Lagrangian Eulerean" (ALE) au cas des sols pour surmonter les inconvénients de la méthode "updated Lagrangian". Le modèle ALE consiste essentiellement en une approche eulérienne dans laquelle le sol se déplace à travers un maillage fixe. Le pénétromètre est représenté par une limite fixe avec des éléments d'interface attachés pour tenir compte du frottement à l'interface. Le sol se déplace vers le haut et est comprimé lors de son passage près du pénétromètre. Le calcul est arrêté lorsque la répartition des contraintes et déformations dans le maillage est stabilisée.

Postérieurement, on a introduit le couplage des MEF avec d'autres méthodes, telles que l'expansion de cavité ou les chemins de déformation. Les travaux de (Abu-Farsakh 1997), (Voyiadjis et Abu-Farsakh 1997) et (Abu-Farsakh, et al. 1998) ont permis de simuler l'enfoncement d'un piézocône par le couplage de la MEF et de la méthode des chemins de déformation. Plus récemment, une combinaison de la MEF et de l'expansion de cavité est proposée par (Abu-Farsakh et al. 2003). Ici la première phase du problème correspond à l'expansion radiale du pénétromètre, à partir d'une petite cavité jusqu'au diamètre final. Par ailleurs, les calculs pour l'enfoncement sont poursuivis. (Wei 2004) a réalisé une simulation tridimensionnelle en grandes déformations de l'enfoncement incliné du piézocône dans des sols argileux sur-consolidés.

A l'heure actuelle la MEF s'avère plus avantageuse que les autres méthodes comme l'approche basée sur capacité portante ou la théorie de l'expansion de cavité. Elle permet en effet de modéliser correctement la géométrie du pénétromètre ainsi que l'interaction avec le sol, tout en satisfaisant les équations d'équilibre. Dans le Tableau 2-1 (van den Berg et al. 1994) comparé les différentes méthodes d'interprétation du phénomène d'enfoncement pénétrométrique.

Méthode	Mécanisme d'enfoncement	Comportement du sol		Sol stratifié
		sable	argile	
Théorie de la capacité portante	-	+/-	+/-	+/-
Théorie d'expansion de cavité	-	+	+	-
Chemins de déformation	+	-	+	-
Modèles éléments finis				
- petites déformations	-	+	+	-
- grandes déformations	+	+	+	+

Tableau 2-1. Avantages et désavantages des modèles d'interprétation de l'enfoncement pénétrométrique, selon (cf. Van der Berg, 1994).

(iii) Modélisation par éléments discrets

Certaines méthodes numériques, comme par exemple les différences finies et les éléments finis, considèrent le sol comme un milieu continu. Toutefois, il est difficile de simuler des phénomènes à grandes déformations et à grands déplacements, tels que l'enfoncement en profondeur d'un pénétromètre en utilisant une approche par milieu continu. Ainsi, l'application de la méthode des éléments discrets (MED) au problème de l'enfoncement pénétrométrique se révèle très intéressante. Celle-ci est présentée dans la deuxième partie de ce mémoire.

2.3. Les types de pénétromètre dans le monde

2.3.1. Les pénétromètres à énergie constante

Il existe des pénétromètres de toutes tailles et différentes puissances de pénétration, des modèles portatifs jusqu'à des appareils plus lourds permettant d'ausculter les sols à grande profondeur (supérieure à 30m). La profondeur maximale d'investigation est liée, en s'affranchissant du frottement latéral, à la capacité de pénétration de l'appareil lui-même (refus). Quelques exemples de pénétromètres sont présentés sur la [Figure 2-6](#) ci-après.



Figure 2-6. Types de pénétromètres dynamiques développés par Sol Solution : (a) pénétromètre lourd GRIZZLY, (b) le pénétromètre du type DCP PANDITO et (c) pénétromètre à énergie variable PANDA 2.

En France, les pénétromètres dynamiques sont classés en deux types : les pénétromètres de type A ([NF P 94-114](#)) et les pénétromètres de type B ([NF P 94-115](#)). Si l'appareil prévoit un dispositif permettant de limiter les frottements latéraux qui s'exercent entre le sol et le train de tiges, alors les frottements sont considérés comme négligeables et le pénétromètre est considéré de type A ou DPA, pour « *Dynamic Probing A* ». S'il n'en possède pas, il est dit de type B ou DPB. Les pointes ont un angle au sommet de 90° et un diamètre de 61,8 mm pour le DPA et de 50,5 mm pour le DPB. Elles peuvent être soit fixées au train de tige ou soit perdues auquel cas elles sont abandonnées en fond de sondage lorsqu'on remonte les tiges. Les pointes perdues sont dans la plupart de cas débordantes, donc d'un diamètre légèrement supérieur à la tige.

Dans un but d'une clarification et d'une simplification et en raison de la multitude de pénétromètres dynamiques existants dans le monde, la commission internationale de normalisation des essais de pénétration a défini, comme pour le pénétromètre statique, un pénétromètre dynamique standard ou de référence ([NF P 94-114](#)) et a édicté des recommandations concernant l'interprétation de l'essai. Les normes françaises donnent les caractéristiques principales auxquelles doivent répondre les pénétromètres qui veulent se conformer à la norme internationale.

Dans les pays anglo-saxons, l'utilisation du pénétromètre dynamique léger à cône (DCP) est courante. Il s'agit d'un appareil portable qui a été introduit par ([Scala 1956](#)) pour évaluer la capacité portante des couches d'assises. Le but de l'essai est de déterminer la résistance à la pénétration ou indice de pénétration (noté DCPI), Celui-ci est défini comme l'enfoncement observé à chaque coup. Le cône est enfoncé par battage dans le sol avec un marteau de 8 kg lâché d'une hauteur de 575 mm, ce qui correspond à une énergie de 45 J ([ASTM D 6951-03](#)), ([Konrad et Lachance 2001](#)).

Il existe des corrélations entre l'indice de pénétration (DCPI) et certains paramètres couramment utilisés en conception de chaussées, tels que la valeur du CBR et les modules de déformation élastiques. Dans la dernière décennie, plusieurs organismes, dont le Corps des ingénieurs de l'armée américaine, ont exprimé leur intérêt dans l'utilisation du DCP pour le contrôle de la qualité des opérations de compactage (Amini 2003).

2.3.2. Les pénétromètres à énergie variable

Une variante de l'essai au pénétromètre dynamique consiste à substituer à la masse calibrée du mouton, une masse frappante non guidée. L'interprétation de l'essai nécessite alors de mesurer la vitesse d'impact de la masse frappante, ce qui est fait par la mesure du temps de passage de cette masse. Il est alors possible de substituer dans la formule des Hollandais l'énergie potentielle par l'énergie cinétique de la masse frappante (Gourvès 1991). Mise en œuvre sur un matériel de petite taille, ce principe permet d'effectuer des essais dans des contextes difficiles d'accès mais aussi avec des inclinaisons différentes de la verticale. Le chapitre suivant est consacré à ce type d'essai qui est l'objet des travaux de recherche présentés dans ce rapport.

2.4. Les domaines d'application

L'utilisation des pénétromètres dynamiques constitue un outil de description géotechnique d'un site rapide et économique grâce aux mesures continues en profondeur effectuées. Des profils verticaux obtenus, on peut tirer de multiples renseignements tels que :

- l'appréciation de la compacité des sols pulvérulents,
- la mise en évidence de la succession de différentes couches de terrain,
- la définition des profondeurs de prélèvement des échantillons intacts pour assurer une meilleure représentativité de ces derniers,
- l'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies et la position d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue,
- Le sondage peut ensuite orienter le choix de fondations, en termes de caractéristiques et profondeur, et permettre d'évaluer les capacités portantes. Vérifier aussi l'existence de faux refus.

Certaines entreprises utilisent l'essai de pénétration dynamique pour l'extrapoler à la pénétration par vibration (vibrofonçage de pieux ou de palplanches) en y apportant des corrélations spécifiques. On utilise aussi le pénétromètre dynamique pour le contrôle du compactage des remblaiements de tranchées dans les chaussées (chapitre 3.2.3).

2.5. Les critiques faites aux pénétromètres dynamiques

La technique de battage engendre divers problèmes que l'on doit savoir maîtriser ou que l'on doit spécifier, pour que le pénétrogramme soit exploitable. La nature de ces défauts est liée à sa conception et son utilisation :

- le taux d'énergie délivré : pour un appareillage donné où la hauteur de chute du mouton n'est ni libre, ni constante, ni rigoureusement contrôlée mécaniquement. Il peut donc y avoir incidence de la qualité de transfert de l'énergie du mouton au train de tige.
- la sensibilité et la précision dans les couches molles dépendent beaucoup du type d'appareil et du processus de mise en œuvre de l'essai. Ce problème peut être résolu en jouant, soit sur la hauteur de chute, soit sur le poids du mouton (voir chapitre 8).

- l'influence parasite du frottement latéral qui n'est généralement pas dissocié de l'effort de la pointe. Pour remédier à ce défaut, on peut utiliser la boue thixotropique, ou la rotation du train de tiges pendant l'essai ou un tubage.
- l'influence parasite de la pression interstitielle : les sols présentent souvent un caractère dilatant et lorsque la pointe est déplacée, il est inévitable de produire une surpression interstitielle autour de la pointe pendant la pénétration dans des sols saturés.
- le refus dépend de la puissance de l'appareil. Pour le pénétromètre dynamique à énergie constante, l'énergie de battage étant constante, le refus a toujours lieu pour une même résistance de sol. Selon l'appareil, le refus se produit pour des résistances de pointe de l'ordre de 10MPa à 100MPa. Toutefois, dans la pratique, à cause des effets du frottement latéral le long de tiges, on peut observer des refus pour des résistances de pointe inférieure.

Dans ce contexte, de nombreux chercheurs ont essayé de maîtriser ces défauts afin d'améliorer l'interprétation de l'essai. Dans ce qui suit, sont présentées quelques-unes des améliorations significatives réalisées sur les pénétromètres dynamiques tant du point de vue du matériel utilisé que du point de vue de l'exploitation des résultats.

2.6. Développements récents

La réduction importante en taille et en coût des capteurs disponibles et de l'instrumentation associée permet à l'heure actuelle de mesurer des phénomènes physiques ayant lieu dans des conditions singulières et inconcevables il y a quelques années. Le battage dans le sol d'un pénétromètre en fait partie.

2.6.1. Mesures dynamiques lors du battage du carottier SPT

Les premières améliorations apportées aux pénétromètres dynamiques ont porté sur la possibilité de représenter le phénomène de battage pénétrométrique par l'équation des ondes. (Schmertmann et Palacios 1979) ont été les premiers à mesurer la propagation des ondes lors du battage pénétrométrique pour étudier l'énergie transmise aux tiges et l'efficacité du battage (Figure 2-7).

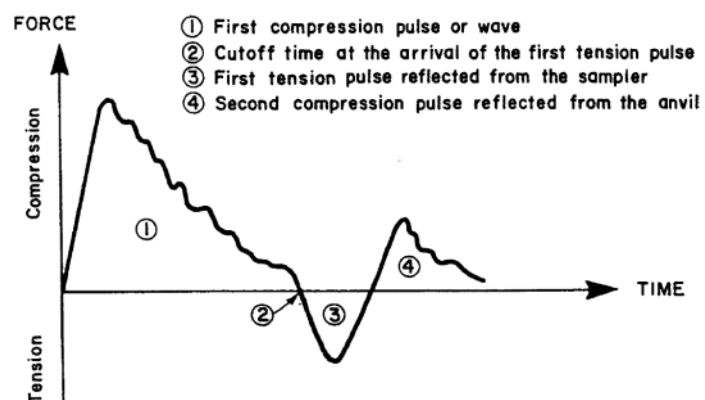


Figure 2-7. Instrumentation du SPT : (a) vissage de la cellule de charge dynamique dans le train de tige, (b) Mesure du passage des ondes lors du battage pénétrométrique (Tiedemann 1978).

Plus tard, de nombreux auteurs se sont intéressés au sujet (Sy et Campanella 1991), (Aboumatar et Goble 1997), (Farrar 1998), (Daniel et al. 2005), (Odebrecht et al. 2005). Ainsi, il est courant de trouver un facteur correctif dans l'exploitation des essais qui permet de prendre en compte les pertes d'énergie au cours du battage.

Dans la pratique, pour mesurer l'énergie transmise aux tiges, il existe deux méthodes principales : la méthode EF2 (Schmertmann et Palacios 1979) et la méthode EFV (Sy et Campanella 1991). Celles-ci diffèrent par le type et la quantité de capteurs employés ainsi que sur l'imposition de certaines conditions aux limites.

$$EF2(t) = \frac{c}{EA} \int_{t_0}^{t_0+2L/c} F(t)^2 dt \quad \text{Équation 2-9}$$

$$EFV(t) = \int_0^t F(t)v(t)dt \quad \text{Équation 2-10}$$

avec c la célérité des ondes (m/s), E le module d'Young (MPa) et A la section des tiges (m²). Bien que des efforts aient été réalisés pour améliorer la méthode EF2 (Matsumoto et al. 1992), les travaux réalisés par (Benz-Navarrete 2009) ont montré que la méthode EFV s'avère la mieux adaptée au battage pénétrométrique.

L'efficacité du système de battage est exprimée par le biais du coefficient d'efficacité C_E défini comme le rapport entre l'énergie transmise aux tiges par l'impact et l'énergie de battage théorique (souvent Mgh). Il a été montré que le coefficient C_E dépend, hormis du système de battage, de la longueur de tiges employée (Schmertmann et Palacios 1979); (Daniel et al. 2005).

Aujourd'hui, en Europe comme dans le monde, les spécifications (ASTM D 4633-10, NF EN ISO 22476-2) exigent un étalonnage fréquent de l'énergie de battage des pénétromètres dynamiques. Néanmoins, dans la pratique on continue à compter le nombre de coups (ou l'enfoncement par coup) et à s'en servir pour des calculs sans aucune correction de la valeur enregistrée sur le terrain.

2.6.2. Automatisation des pénétromètres lourds DPSH

Diverses améliorations ont été réalisées dans la conception mécanique du matériel. Le but a été d'automatiser les opérations pour rendre les mesures plus fiables et précises ; nous prenons l'exemple de l'appareil GRIZZLY (Benz-Navarrete et al. 2012). Le GRIZZLY est un pénétromètre lourd DPSH complètement automatique et équipé de différents capteurs permettant d'automatiser la prise de mesures in-situ. Par conséquent, les sources de pertes d'énergie ou d'erreur humaine ont été grandement limitées.

Le principe de mesure est identique à celui des pénétromètres dynamiques. Cependant, pour chaque impact du marteau, une procédure numérique automatisée permet de mesurer, de calculer et d'enregistrer l'enfoncement e et la résistance de pointe qd calculée avec la formule des Hollandais. Les données sont affichées en temps réel sur l'écran tactile et à la fin du sondage sont stockées et positionnées grâce au GPS intégré. Le traitement des signaux mesurés et enregistrés est réalisé à l'aide du logiciel GRIZZLY.



Figure 2-8. (a) Le pénétromètre GRIZZLY, (b) ordinateur de bord et (c) le logiciel GRIZZLY permettant d'obtenir le pénétrogramme et les courbes de référence (Benz-Navarrete et al. 2012).

L'instrumentation du GRIZZLY permet d'assurer la mesure de l'impact et de l'enfoncement à chaque coup. Pour cela, l'appareil est équipé d'un compteur d'impacts qui déclenche la mesure de l'enfoncement réalisée avec un codeur à bande robuste, étanche et monté sur silentbloc permettant d'isoler les vibrations parasites. La résolution du capteur est de 50 μm et assure une erreur inférieure à 1% sur 10 m de profondeur. Un autre capteur, placé au niveau de l'enclume, assure la détection automatique de la position du mât de battage lors du sondage. Il permet de bloquer le mouvement des vérins et le battage en s'assurant qu'aucune charge parasite n'est appliquée sur les tiges pendant le levage et la chute du mouton.

Le logiciel GRIZZLY permet, hormis de piloter le battage, de programmer l'arrêt de celui-ci lorsque l'opérateur doit rajouter une tige, en cas de refus ou en cas de dépassement de la profondeur visée. L'extraction du train de tiges est intégrée au mât de battage.

2.6.3. Développement technologique réalisé du DCP

Parmi la palette d'essais de pénétration dynamique, les essais DCP ont eu un développement plus poussé. (Chua et Lytton 1988) ont utilisé le DCP en conjonction avec un accéléromètre monté à l'extrémité supérieure de l'appareil pour analyser la dynamique du système pénétromètre-sol. Des analyses spectrales sur le signal d'accélération ont été effectuées en vue d'obtenir des paramètres d'amortissement du sol. L'étude montre qu'il est possible d'estimer l'amortissement hystérétique et l'amortissement visqueux du sol in situ.

(Nazarian et al. 2000) ont instrumenté un DCP avec une cellule de charge et un accéléromètre pour mesurer l'énergie transférée à l'enclume en utilisant la méthode EFV. De plus, un second dispositif constitué d'un accéléromètre tridimensionnel est introduit au fond du trou pour déterminer le module et le coefficient de Poisson des couches traversées.

(Kianirad et al. 2011) a développé le procédé Rapid Soil Characterization System (RapSoChS). Il s'agit d'un pénétromètre dynamique léger équipé avec différents capteurs permettant de caractériser les propriétés du sol en surface. Il a combiné la technologie du pénétromètre à cône électrique et un capteur d'humidité de sol dans un petit système de battage similaire au DCP. Les études ont montré une estimation acceptable de la résistance au cône, la résistance au frottement latéral et un rapport entre ces deux valeurs similaire à l'indice donné pour le CPT.

(Byun et Lee 2013) ont développé un pénétromètre dynamique à cône instrumenté (IDCP) pour évaluer l'énergie transférée dans la pointe du cône. Pour cela, des jauges de contrainte et d'accéléromètres ont été installées dans la pointe du cône ainsi que dans l'extrémité supérieure de la tige, sous l'enclume (Figure 2-9). Les résultats montrent que l'énergie transférée à la pointe du pénétromètre est sensiblement inférieure à celle transférée dans la tête de tige. Cette étude suggère que les pertes d'énergie causées par les connexions de barres doivent être prises en considération et que l'IDCP peut être un outil intéressant pour la caractérisation des sols raides.

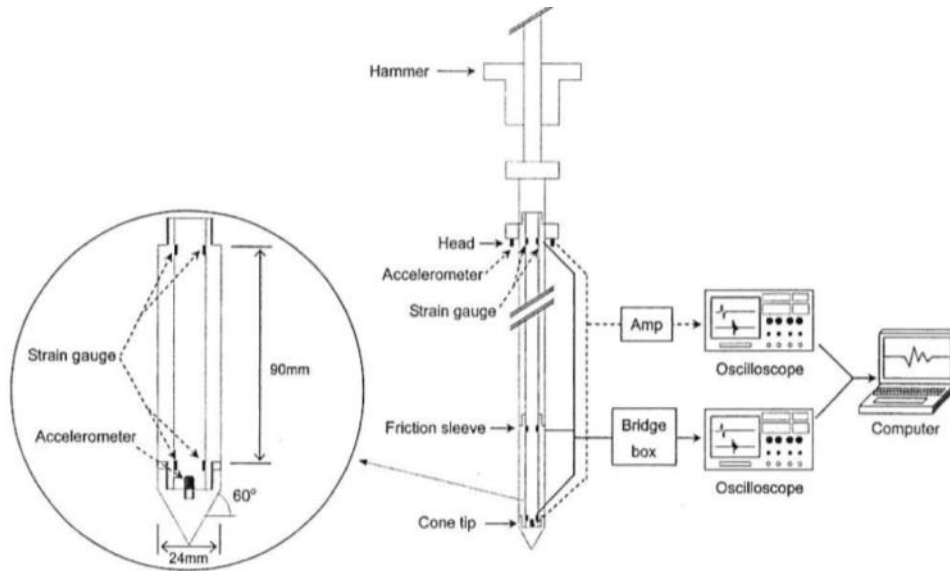


Figure 2-9. Illustration du système de mesure du pénétromètre IDCP (Byun et Lee 2013).

2.6.4. Les travaux menés à Sol-Solution

Dans le but d'améliorer la caractérisation de sols en surface et sur la base du pénétromètre dynamique PANDA, (Benz-Navarrete 2009) a instrumenté et développé un procédé de mesure permettant de calculer pour chaque impact le chemin complet de chargement en pointe de la contrainte en fonction de la pénétration. L'exploitation de ces données permet de déterminer d'autres paramètres que la résistance de pointe q_d . Le principe ainsi que l'instrumentation de ce pénétromètre sont présentés dans le chapitre suivant. Le développement théorique est présenté dans le chapitre 4 de ce mémoire.

2.7. Bilan

Alors que pour certains le caractère dynamique des pénétromètres peut être considéré comme un désavantage, ils représentent à l'heure actuelle, des outils très intéressants pour les études de sol en général et du comportement dynamique des sols, ou pour l'évaluation du risque de liquéfaction en particulier (Tokimatsu 1988). Néanmoins, la grande palette de pénétromètres dynamiques existant, le manque de spécifications précises pour leur dimensionnement, la diversité de formules de battages employées pour l'exploitation des résultats font que leur interprétation reste parfois difficile et que les résultats ne sont pas toujours satisfaisants. Par ailleurs, la plupart de ces pénétromètres sont lourds et encombrants, ce qui augmente le temps d'exécution des sondages ainsi que leur coût.

Dans un pénétromètre dynamique, la source d'énergie utilisée pour enfoncer la pointe dans le sol résulte de l'impact du marteau. Le transfert d'énergie entre ce dernier, le train de tiges et ensuite le sol a été pendant très longtemps expliqué par la théorie des chocs de Newton. On sait aujourd'hui qu'il est mieux représenté par l'équation de l'onde (Gonin 1996). Dans cette théorie, l'impact du marteau engendre une onde de compression dans le pénétromètre qui se propage vers la pointe de celui-ci, où une partie sera utilisée pour déformer le sol et l'autre partie sera réfléchiée dans les tiges vers la tête du pénétromètre.

De nos jours, l'utilisation de jauges de déformation et/ou d'accéléromètres de taille réduite rend possible l'enregistrement de ces ondes et permet de déterminer précisément l'énergie transmise au train de tige, l'efficacité du système de battage, et le suivi du comportement dynamique en pointe.

Chapitre 3 : Le pénétromètre dynamique PANDA (1989-2014)

Après 25 années de développement de cet essai, nous exposons dans ce chapitre une brève synthèse sur son historique, son principe de fonctionnement, ses caractéristiques et jusqu'aux récents développements réalisés.

Historiquement le pénétromètre dynamique PANDA (pour *Pénétromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté par ordinateur*) est né du souhait de créer un outil de reconnaissance des sols simple, économique, rapide à mettre en œuvre et adapté aux problématiques de la géotechnique de surface auxquelles les outils « classiques » répondaient parfois mal du fait de leur encombrement ou de leur coût. Il a été conçu et développé au C/U/S/T de l'Université Blaise Pascal (Gourvès 1991).

LE PANDA



**Pénétromètre dynamique léger
à énergie variable
pour la reconnaissance des sols**

Roland Gourvès - LABORATOIRE DE GENIE CIVIL - CIST - UNIVERSITE BLAISE PASCAL DE CLERMONT-FERRAND - FRANCE
BP 206 - 63174 AHUNIER CROIX - TEL : 79 40 75 30 - TELECOPIE : 79 40 75 10

Figure 3-1. Première plaquette de diffusion de l'appareil (Gourvès 1991).

Depuis vingt-cinq ans, l'appareil s'est développé en France où il est normalisé pour le contrôle de compactage (NF P94-105) ainsi que dans le monde entier. De plus, il a fait l'objet de nombreuses études à travers le monde (notamment en Angleterre, aux Etats-Unis, en Chine, au Mexique, en Chine, en Argentine, au Chili...), qui ont permis d'étendre son domaine d'application (Zhou 1997); (Breul 1999); (Chaigneau 2001); (Lepetit 2002); (Arbaoui 2003); (Haddani 2004); (Benz-Navarrete 2009);(Villavicencio et al. 2011); (Bouteldja 2009); (Rhayma 2010); (Quezada 2012); (Llanca-Vargas 2014).

Par la suite, devant les avantages et les possibilités offertes par cet essai (énergie variable, indépendant de la gravité, essais rapide donnant accès à une estimation de la variabilité des

sols, utilisable sur tout site et en environnement contraint ...) et du fait des développements technologiques notamment dans le domaine de l'électronique, l'outil a été amélioré en vue de fiabiliser la mesure, de permettre une meilleure exploitation de ces résultats et d'étendre la gamme des paramètres exploitables.

Ces améliorations technologiques et l'application de nouvelles théories ont abouti au développement d'une deuxième version de cet appareil de pénétration, appelée PANDA 2 et à la conception d'une troisième version, le PANDA 3 (Benz-Navarrete 2009), qui est actuellement en cours d'industrialisation et qui est l'objet du travail présenté ici.

3.1. Le principe du PANDA

L'essai consiste à enfoncer dans le sol par battage manuel un train de tige muni d'une pointe conique à son extrémité. Pour chaque coup, on mesure l'énergie transmise par l'impact au niveau de la tête de battage. D'autres capteurs mesurent en même temps la valeur de l'enfoncement de la pointe. Le boîtier calculateur, reçoit ces deux informations et calcule instantanément la résistance de pointe q_d et mémorise, pour chaque coup de marteau, le couple profondeur-résistance correspondant. Les sondages sont enregistrés pour être traités à l'aide du logiciel PANDAWin (Figure 3-2).

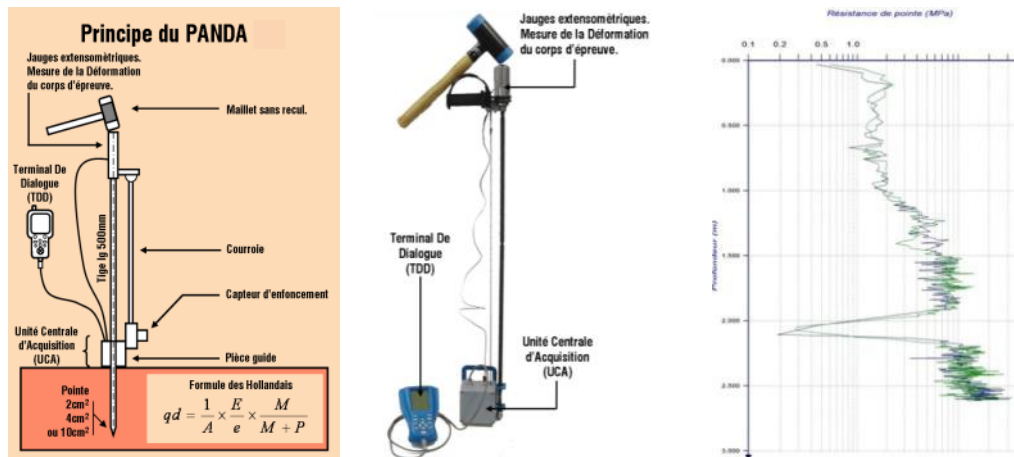


Figure 3-2. (a) Principe du pénétromètre dynamique PANDA, (b) chaîne de mesure du PANDA et (c) exemples de pénétrogrammes obtenus.

3.1.1. Mesure de l'énergie d'impact

La résistance dynamique de pointe q_d est calculée à l'aide de la formule des Hollandais (Équation 2-3), dans laquelle on remplace l'énergie potentielle (Mgh) par l'énergie cinétique du marteau dans le cas du PANDA 1, et par l'énergie de déformation élastique du corps de la tête de battage dans le cas du PANDA 2. La différence entre les deux appareils concerne le type de mesure et capteur employé.

a) Cas du PANDA 1 (Gourvès, 1991)

Tout au long d'un sondage réalisé avec le PANDA 1, et pour chaque coup donné, des capteurs mesurent la vitesse du marteau au moment de l'impact, ce qui permet de déterminer l'énergie cinétique de battage. Pour cela, on mesure le temps de passage dt d'un aimant solidaire du piston mobile de la tête par le biais d'un capteur à effet Hall, dont les cellules sont distantes d'une distance dl (Figure 3-3).

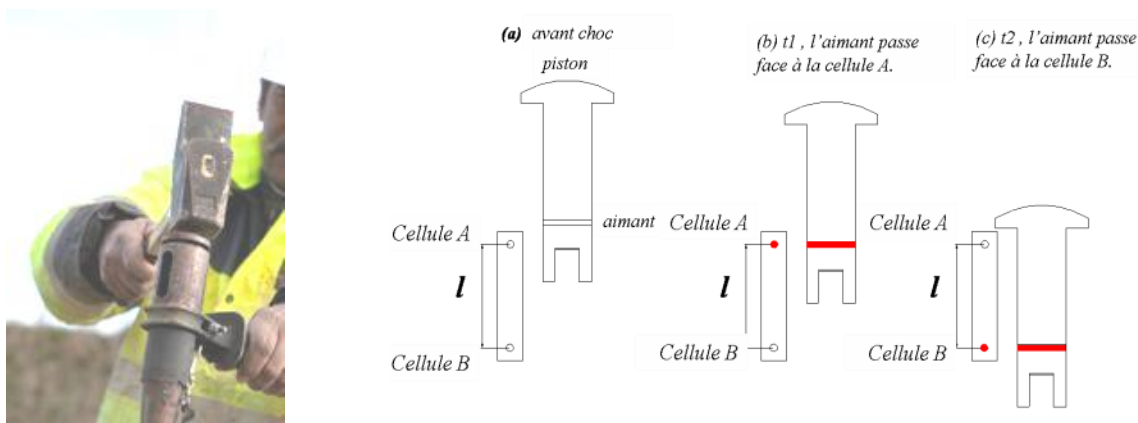


Figure 3-3. (a) Tête de battage lors de l'essai pénétrométrique, et (b) principe de mesure de la vitesse d'impact.

Le marteau rencontre à vitesse v_m d'abord le piston, et ces deux éléments se déplacent ensuite ensemble. Lorsque l'aimant monté dans le piston passe face à la cellule A, l'instant t_1 est enregistré. A l'instant t_2 l'aimant passe face à la cellule B. Ainsi, à partir de la durée $t_2 - t_1$ et de la longueur dl , on détermine la vitesse d'impact v_m du marteau et on peut calculer l'énergie de battage qui correspond à l'énergie cinétique du marteau au moment l'impact. (Zhou 1997) propose une adaptation de la formule des Hollandais pour le cas du PANDA permettant d'exprimer la résistance de pointe q_d du sol comme une fonction de l'énergie de battage et de l'enfoncement subit juste après chaque coup.

b) Cas du PANDA 2

Dans le cas du PANDA 2, la mesure de l'énergie est réalisée immédiatement après l'impact. Pour cela ont appliqué des techniques de mesures dynamiques basées sur la théorie de la propagation longitudinale d'une onde de contrainte dans une tige élastique. Les auteurs ont ainsi conçu le premier pénétromètre dynamique qui incorpore ce type de mesures pour l'exploitation de l'information au cours d'un sondage traditionnel.

Pendant l'impact, une partie de l'énergie cinétique du marteau est transmise au pénétromètre. Ce transfert d'énergie se fait sous forme d'onde de contrainte. En effet, lorsque le marteau heurte la tête de battage, une onde de contrainte est engendrée dans la tête de battage et se propage de manière unidirectionnelle vers la pointe du pénétromètre. Cette onde engendre l'enfoncement de la pointe dans le sol. Pour enregistrer cette onde, ont placé des jauges de déformation au niveau de la tête de battage, dans le corps d'épreuve (Figure 3-4). Les jauges sont montées en pont de Wheatstone dans le périmètre du corps d'épreuve. Juste après l'impact, l'onde de contrainte engendrée passe au niveau du point de mesure où elle est mesurée par les jauges (Figure 3-4).

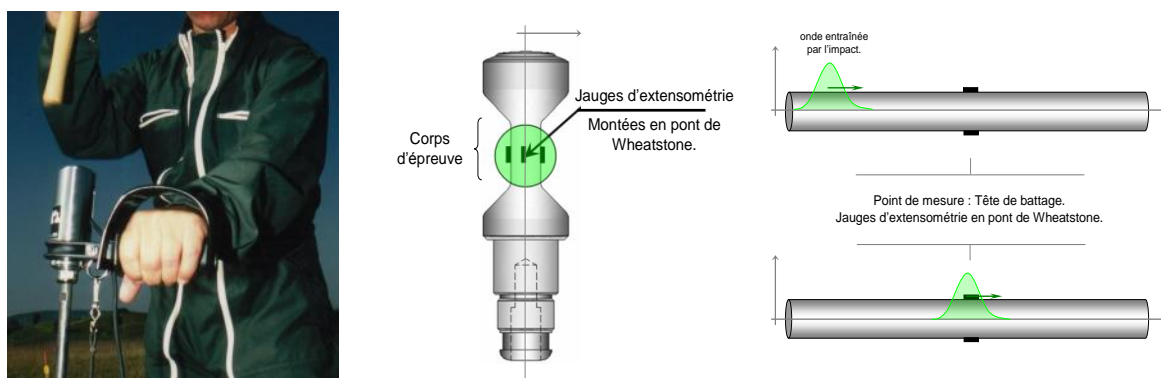


Figure 3-4. Mode de mesure PANDA 2 de l'énergie apportée au système juste après l'impact du marteau (Benz-Navarrete 2009).

Le calcul de l'énergie s'appuie sur la théorie de propagation unidirectionnelle d'ondes (Équation 2-9). Pour chaque coup de marteau, l'onde de contrainte est enregistrée et l'énergie générée par l'impact est donc calculée.

Enfin, de nombreuses études ont été réalisées afin de valider la précision des mesures (Chaigneau 2001) et la répétabilité des résultats obtenus (Lepetit 2002) ainsi que de divers essais comparatifs permettant d'établir des corrélations entre le PANDA et d'autres appareils (Gourvès et Barjot 1995), (Villavicencio et al. 2011).

3.1.2. Domaine d'application

Le pénétromètre dynamique PANDA permet de réaliser des sondages d'environ 6 m de profondeur en fonction de la résistance du sol (dans la limite de 50 MPa) et du frottement agissant sur les tiges. Il est applicable dans des sols pour lesquels la taille maximale des particules est inférieure à 50 mm. A titre d'exemple (Quezada 2012) a utilisé le pénétromètre PANDA comme outil de caractérisation mécanique du ballast pour prédire le tassement des voies ferrées avec des résultats satisfaisants.

La formule de battage dite des Hollandais est la plus utilisée puisqu'elle est la plus simple. Mais sa simplicité oblige à respecter des conditions supplémentaires à celles déjà citées (§2.2.1a) :

- le choc doit être considéré comme parfaitement mou, c'est-à-dire que toute l'énergie du mouton est transmise au train de tiges (Zhou 1997) ;
- le comportement du sol sous la pointe est supposé plastique parfait afin de négliger l'enfoncement élastique. Une partie de l'énergie étant perdue par le retour élastique, la valeur finale de la résistance de pointe est surestimée. Pour un enfoncement très faible, l'erreur commise est très importante mais elle décroît très rapidement quand l'enfoncement augmente. Pour réduire l'erreur sur la résistance de pointe q_d à moins de 10 %, un enfoncement compris entre 2 mm et 20 mm est préconisé (Chaigneau 2001) ;
- pour les sols fins saturés, l'enfoncement ne doit pas dépasser 10 mm par coup car l'énergie fournie au système est partiellement absorbée par les surpressions interstitielles.

Ces recommandations concernant l'enfoncement font que les mesures sont presque continues et font donc du PANDA un outil intéressant pour l'identification des épaisseurs des couches traversées et pour déterminer les insuffisances de compactage, associées aux variations de q_d , dans des ouvrages de terrassement. Ainsi, le PANDA est employé principalement pour la reconnaissance des sols et pour le contrôle de compactage des remblais routiers, des tranchées, des digues ou encore des barrages en terre ou de résidus miniers (Villavicencio et al. 2011), (Espinace et al. 2014).

a) Contrôle de compactage

Le principe du contrôle de compactage au pénétromètre dynamique léger à énergie variable s'appuie sur la relation qui existe entre la résistance de pointe q_d et la densité sèche γ_d pour un matériau donné, et pour un état hydrique déterminé. Cette relation a été déterminée en chambre d'étalonnage pour un certain nombre de classes de sols, pour chacun desquels on obtient une courbe de référence q_R , donnant la résistance dynamique q_d que doit présenter le sol s'il est compacté à la bonne densité. L'erreur sur la mesure de q_d , sur la classification des matériaux et sur la tolérance qu'on peut avoir sur la qualité requise de compactage conduit à définir une courbe de refus ou de tolérance q_L .

Le contrôle de compactage se fait alors par comparaison entre le pénétrogramme de contrôle obtenu in situ et les courbes q_R , et q_L (Chaigneau 2001). Ainsi, la comparaison indiquera si l'état de densité visé a été atteint. Parmi les essais de mesure in situ de la densité d'un sol tels que nucléo-densimètre, essai à la plaque, densitomètre ... le PANDA est le seul outil léger qui permet

une mesure couche par couche dans l'ouvrage en cours de réalisation ainsi qu'une mesure post-réalisation sur toute la hauteur (Juran et al. 1999).

b) Reconnaissance des sols et les outils du couplage développés autour du PANDA

En reconnaissance de sol l'essai PANDA permet de différencier les couches de terrain de natures différentes et d'estimer leur résistance dynamique q_d . Le choix du type de fondation et l'estimation du tassement éventuel peuvent également être réalisés à partir des résultats obtenus. En outre, (Arbaoui 2003) a mis au point un protocole pour déterminer le module d'élasticité du sol à partir d'un essai de chargement statique réalisé sur la pointe préalablement enfoncée du pénétromètre PANDA. Celui-ci a donné naissance à l'essai CLT (Ali 2010). L'essai est simple, rapide et économique et fournit une courbe de la pression de pointe en fonction de l'enfoncement. Cette courbe est riche en renseignements sur la déformabilité des sols.

Une autre application basée les résultats de q_d et sur une mesure de la perméabilité du sol avec une sonde spéciale permet de déterminer le potentiel de liquéfaction de sols sensibles à ce phénomène (Lepetit 2002).

Enfin, un sondage de reconnaissance de sol avec le Panda peut être complété par une inspection visuelle du matériau en place à l'aide d'un géoendoscope. Cette technique permet de mieux connaître le sous-sol et aussi d'estimer sa granulométrie (Breul 1999) et (Haddani 2004).

c) Le diagnostic d'ouvrage

Les avantages de portabilité, de rapidité de mise en place et de précision de mesures offerts par le PANDA ont permis le développement de différentes techniques d'auscultation pour le diagnostic d'ouvrages en service, notamment dans le domaine des voies ferrées. La méthodologie, en couplant le géoradar embarqué, les sondages pénétrométriques et le géoendoscope, permet d'évaluer la qualité des structures d'assises en place, et de préconiser ou non la réfection de ces structures (Haddani et al. 2011). A l'heure actuelle, cette technique est une de techniques de référence pour la SNCF pour le diagnostic des voies ferrées vis-à-vis des travaux de renouvellement de voies. (Dubost et al. 2012) Dans le même esprit et sur la base du pénétromètre PANDA, (Llanca et al. 2011) ont adapté, dans le cadre du projet ANR MéDiTOSS, une méthodologie pour le diagnostic de tunnels et ouvrages souterrains en service.

d) Bilan

Après d'une vingtaine d'années d'utilisation, le Panda 1 a fait la preuve de sa performance pour la reconnaissance géotechnique, ainsi que pour le contrôle de la qualité des ouvrages en terre. Parallèlement, il a fait l'objet de validations et d'améliorations continues, visant à conforter sa fiabilité tant au niveau de la mesure effectuée que de l'ergonomie matérielle. Malgré tout, le PANDA 1 est devenu un appareil un peu ancien. En effet, la fragilité du capteur situé dans la tête de battage et de ses pièces mobiles, a rendu l'appareil moins efficace. Devant ces constatations, il a semblé indispensable de procéder à une refonte de l'appareil, avec un double objectif : augmenter la qualité de la conception mécanique de l'appareil et intégrer au Panda les avancées considérables de l'électronique, tant au niveau de la mesure, que du traitement des données.

Pour atteindre ces objectifs, Sol Solution a conçu une deuxième version appelée le PANDA 2. Le changement principal concerne le mode de mesure de l'énergie de battage. En effet, cet appareil enregistre la déformation de la tête de battage engendrée par l'onde de contrainte induite par l'impact du marteau. A partir de cette déformation mesurée par des jauges de déformation, l'énergie transmise au pénétromètre après l'impact est calculée. L'incorporation de capteurs extensométriques demande une bonne interprétation et une bonne utilisation de l'information obtenue. Pour cela on s'appuie sur la théorie de propagation unidirectionnelle d'une onde mécanique. A l'heure actuelle, il est le seul pénétromètre dynamique incorporant ce type de mesure.

Bien que le PANDA 2 ait été conçu pour fournir la résistance de pointe du sol q_d , on sait que cette valeur unique ne permet pas d'avoir accès aux autres caractéristiques mécaniques du sol. Cela est un problème récurrent de la technique d'auscultation à l'aide du pénétromètre. Il est donc nécessaire d'aller plus loin dans l'étude du phénomène du battage afin d'avoir des informations plus riches sur les paramètres gouvernant le comportement du sol lors de l'enfoncement. Ce constat a débouché sur l'idée de développer un nouvel outil pour la reconnaissance des sols

3.2. Mesure dynamiques lors du battage PANDA 2 : Naissance du PANDA 3

L'idée du PANDA 3 repose sur l'analyse de l'onde induite par l'impact du marteau dans la tige mais également sur l'analyse des ondes réfléchies en pointe par le sol. Cette onde de réponse du sol est riche en information et permet une meilleure connaissance du comportement du sol. Ainsi, cette partie a pour but de présenter le principe et la description générale de l'appareil. Le développement théorique de l'appareil ainsi que les hypothèses de base seront présentés dans le chapitre 4 de ce rapport.

3.2.1. Le principe

Le principe de l'essai est simple (Figure 3-5) : au cours du battage, on mesure dans la tige la variation de déformation $\varepsilon(t)$ et d'accélération $a(t)$ entraînée par le passage de l'onde de compression créée par l'impact. Pour chaque coup de marteau, à condition de découpler les ondes descendantes et remontantes ε_d et ε_r , on peut calculer l'enfoncement $s_p(t)$ de la pointe et la force $F_p(t)$ résultante en pointe. En faisant certaines hypothèses simplificatrices, il est possible de tracer la courbe de contrainte en fonction de l'enfoncement dynamique $\sigma_p=f(s_p)$ pour chaque impact du marteau. Une méthodologie analytique d'exploitation de cette courbe permet d'estimer différents paramètres du sol tels que : la résistance à la pénétration q_d , le module de déformation dynamique E_d^{P3} , la vitesse des ondes de compression et des ondes de cisaillement dans le sol C_p^{P3} et C_s^{P3} et un coefficient d'amortissement J_s .

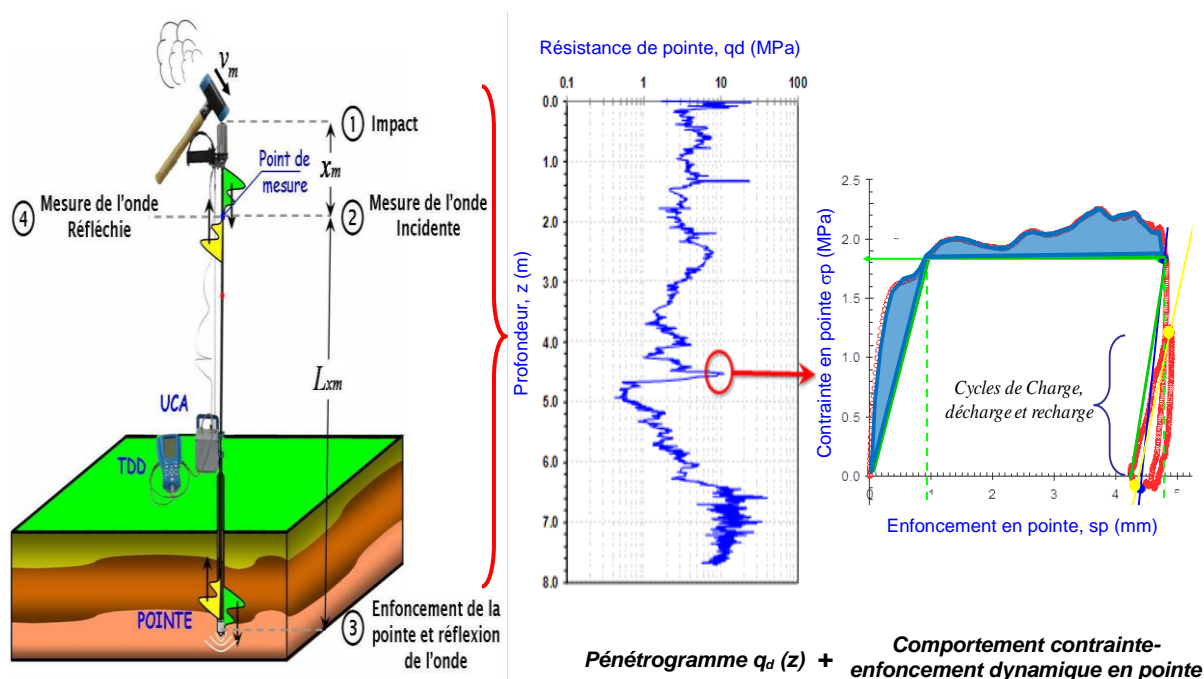


Figure 3-5. Principe du PANDA 3 (Benz-Navarrete 2009).

A la fin d'un sondage réalisé avec le PANDA 3, les résultats obtenus pour chaque impact, et donc pour chaque courbe σ_p-s_p , sont présentés en fonction de la profondeur z sous forme de pénétrogramme tel que présenté sur la Figure 3-8.

3.2.2. Le premier prototype expérimental (Benz-Navarrete 2009)

Le prototype a été réalisé à partir du pénétromètre dynamique PANDA. Une tige de 14 mm de diamètre et 500 mm de longueur a été équipée avec deux jauges de déformation et un accéléromètre miniature. Les réponses des capteurs sont mises en forme dans un boîtier amplificateur relié à un ordinateur permettant d'enregistrer les mesures en temps réel (Figure 3-6.a).

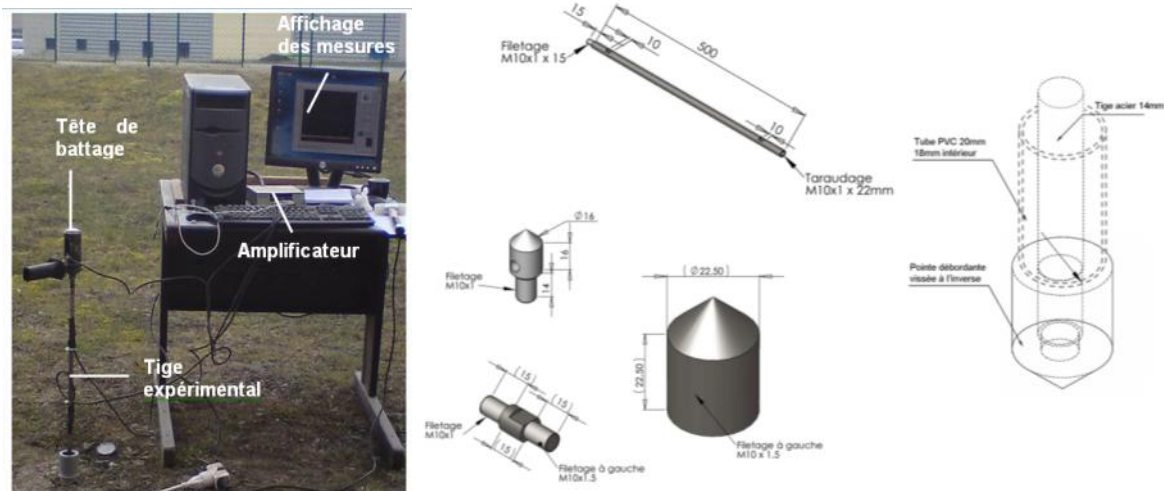


Figure 3-6. Description du prototype expérimental : (a) dispositif de mesure et (b) ensemble de battage : pointes, porte pointe, tiges et tubage.

Pour s'affranchir du frottement latéral, un dispositif de tubage et des pointes débordantes ont été utilisés. Le tubage en PVC de 20 mm de diamètre est enfoncé manuellement tous les 50 mm de pénétration. Quant aux pointes, elles sont constituées d'un cône cylindrique de 22,5 mm de diamètre avec un angle au sommet de 90°. Pour assurer la continuité du système, les pointes sont vissées aux tiges (Figure 3-6.b).

a) Validation de la maquette expérimentale au laboratoire

Les premières expériences réalisées par l'auteur ont été consacrées à la vérification de la répétitivité et de la cohérence des courbes σ_p-s_p obtenues pour des matériaux présentant des comportements mécaniques différents : béton, bois, sable et sol naturel.

L'allure de la courbe obtenue met en évidence la répétabilité des mesures et des calculs effectués mais aussi les différences de comportement dans la relation entre charge et enfoncement entre les différents matériaux. En effet, l'étude de la courbe σ_p-s_p permet une interprétation quantitative pour identifier les paramètres sur le comportement dynamique du matériau lors de l'enfoncement.

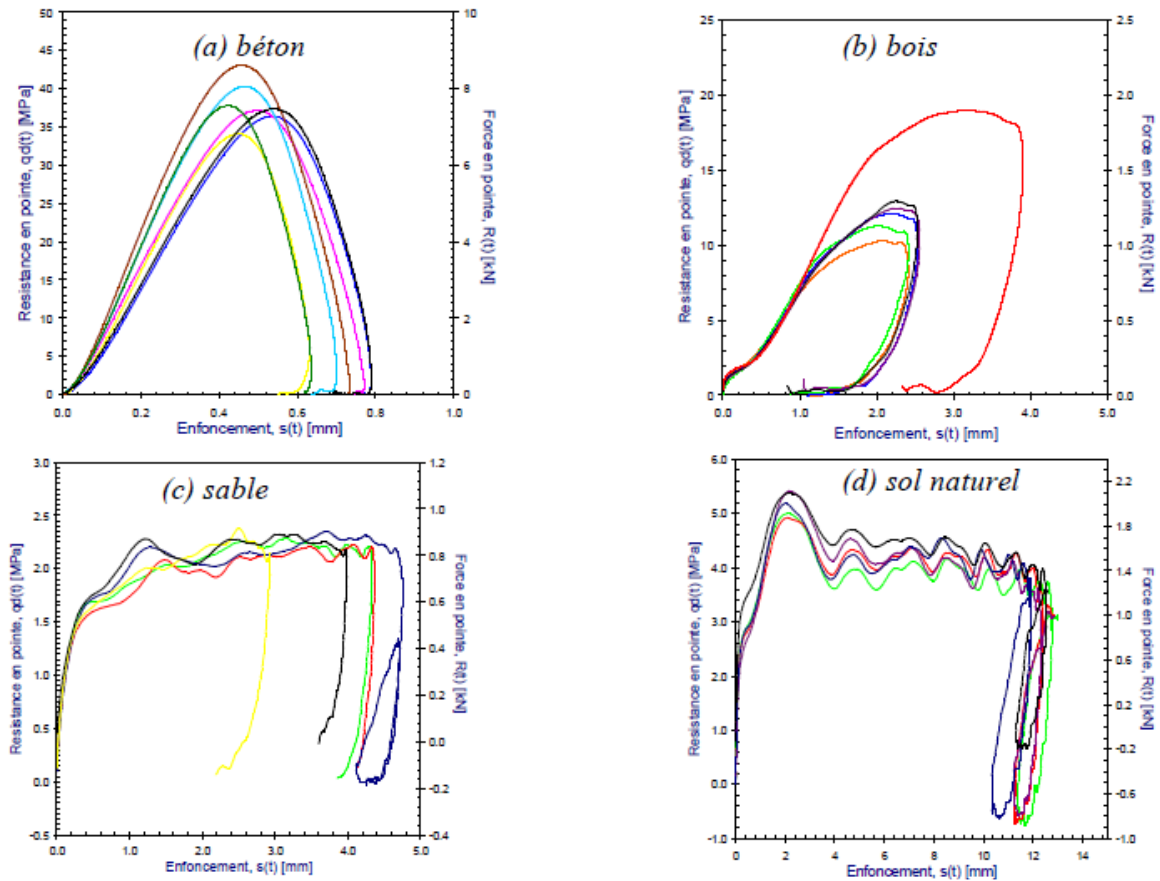


Figure 3-7. Courbes charge enfoncement dynamique en pointe (a) béton, (b) bois, (c) sable d'Allier et (d) sol naturel. Courbes obtenues pour un choc en surface (Benz-Navarrete 2009).

De nombreux essais ont également été réalisés en laboratoire dans une chambre d'étalonnage et en cuve pour valider la faisabilité de l'essai. La (Figure 2-6.c) montre les courbes charge enfoncement obtenues dans un moule pour un sable d'Allier. Les résultats montrent un comportement plastique de type hyperbolique. De plus, il est intéressant de remarquer que la valeur de contrainte au palier varie peu avec la vitesse d'enfoncement : en effet, ce palier varie peu, alors que les enfoncements obtenus varient du simple au double, témoignant d'une vitesse variable selon les impacts.

a) Validation du prototype in-situ

Par la suite (Benz-Navarrete 2009) a entrepris la mise en œuvre des essais en vraie grandeur. Trois essais ont été ainsi réalisés dans un remblai de 1,50 m de hauteur, dont la profondeur moyenne attendue de chaque sondage a été de 2,50m. La Figure 3-8 montre, pour un des sondages, des profils donnant différents paramètres extraits des courbes charge-enfoncement en fonction de la profondeur.

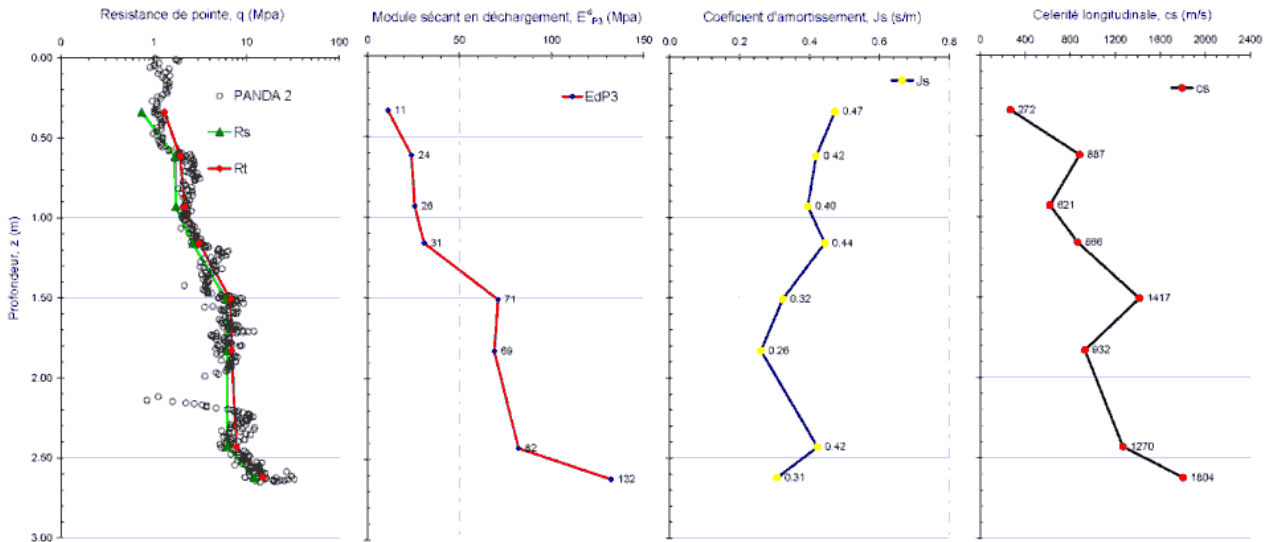


Figure 3-8. PANDA 3 : premiers résultats obtenus sur le terrain (Benz-Navarrete 2009).

Bien que les résultats obtenus n'aient pas pu être validés par des essais complémentaires, ces premiers résultats sont très encourageants. En effet, l'auteur a conclu que dans la plupart des cas, la faible dispersion des résultats obtenus par l'exploitation de la courbe σ_p-s_p permet de valider la méthodologie d'essai.

Bilan général et intérêt de l'étude

Du fait de l'hétérogénéité des sols superficiels, le dimensionnement et la construction des ouvrages les concernant demandent une bonne connaissance de leur comportement mécanique et de leur variabilité spatiale. Les essais in situ constituent ainsi des outils précieux et parmi eux, les plus couramment utilisés dans le monde sont les pénétromètres dynamiques. Par ailleurs, et au contraire des pénétromètres statiques (CPT, CPTu, SCPTu...) qui ont connu une amélioration de l'acquisition de données grâce à l'implantation de multiples capteurs dans leur pointe, les pénétromètres dynamiques ont peu évolué et demeurent une technique à l'image un peu ancienne et dont l'interprétation peut paraître encore empirique. En effet, le battage pénétrométrique a été longtemps expliqué de manière insuffisante par la théorie des chocs de Newton. A l'heure actuelle, on sait que le phénomène du battage d'un pénétromètre est mieux représenté par la théorie de propagation d'ondes, dans laquelle le transfert d'énergie se fait sous forme d'une onde de compression qui parcourt le pénétromètre.

Dans ce contexte, l'entreprise Sol Solution a ainsi conçu le PANDA 2, seul pénétromètre équipé de jauges de déformation permettant de mesurer cette onde de compression et donc de calculer l'énergie réellement transmise au pénétromètre. Cependant, (Benz-Navarrete 2009) a constaté qu'il est possible d'aller beaucoup plus loin. En effet, l'impact du marteau engendre une onde de compression qui se propage vers le cône du pénétromètre où une partie de celle-ci est utilisée pour déformer le sol et une autre partie est réfléchiée vers le haut. En faisant certaines simplifications, la connaissance de ces deux ondes permet de décrire entièrement le phénomène dynamique en tout point le long du pénétromètre, et donc notamment à l'interface entre la pointe et le sol.

Les travaux réalisés par (Benz-Navarrete 2009) ont montré qu'il est possible en intégrant les avancées technologiques d'améliorer la technique d'auscultation des sols à l'aide des pénétromètres dynamiques. C'est ainsi qu'un nouveau pénétromètre, le PANDA 3, a été conçu. Les différentes études et expériences réalisées ont également montré que les résultats obtenus à partir de l'exploitation de la courbe σ_p-s_p sont répétables et montrent la fiabilité des mesures réalisées. La courbe σ_p-s_p obtenue pour chaque impact est ainsi très riche en information sur le sol ausculté. Toutefois, il est nécessaire de réaliser une étude plus approfondie sur l'essai lui-même et sur l'information contenue dans la courbe σ_p-s_p en vue de fiabiliser la mesure et d'améliorer son exploitation. Ce travail de thèse doit permettre de :

- mettre au point un nouveau prototype PANDA 3.
- valider la technique de mesure au pénétromètre PANDA 3 sur des sols ayant des comportements mécaniques variés en vérifiant la reproductibilité et la fiabilité des signaux mesurés,
- développer une méthodologie d'exploitation des mesures enregistrées avec le PANDA 3,
- exploiter la courbe σ_p-s_p en vue d'en extraire des caractéristiques mécaniques utilisables dans les modèles de calcul d'ouvrages et de comprendre les paramètres et phénomènes physiques influençant la variation de ces caractéristiques,
- adapter la technique de mesure du PANDA 3 aux pénétromètres dynamiques lourds.

Dans ce qui suit, nous présentons les fondements théoriques sur lesquels s'appuie la méthode de calcul et d'exploitation des résultats ainsi que le développement et la mise au point d'un nouveau prototype de l'appareil.

Partie II

Mise au point du nouveau PANDA 3

PREAMBULE	44
CHAPITRE 4 : FONDEMENTS THEORIQUES DU PANDA 3	45
4.1. CONSIDERATIONS INITIALES DE L'ESSAI	45
4.2. LE BATTAGE PENETROMETRIQUE : PROPAGATION D'ONDES DANS LE PANDA 3.....	45
4.3. ANALYSE DE LA COURBE CONTRAINTE-ENFONCEMENT EN POINTE	49
4.4. BILAN.....	52
CHAPITRE 5 : MISE AU POINT DU NOUVEAU PANDA 3	53
5.1. LE NOUVEAU PANDA 3	53
5.2. MODELISATION NUMERIQUE DISCRETE DU BATTAGE PANDA 3	58
5.3. MISE AU POINT DU PANDA 3	64
CHAPITRE 6 : ETUDE EN MOULE DE CALIBRATION	77
6.1. INTRODUCTION	77
6.2. DESCRIPTION DES EXPERIENCES	77
6.3. ANALYSE DES RESULTATS- ETABLISSEMENT DES CORRELATIONS.....	81
CONCLUSION.....	85

Préambule

A l'issue des travaux de recherche réalisés par (Benz-Navarrete 2009), une maquette expérimentale du PANDA 3 a été mise au point. Sur le plan théorique, l'essentiel a été résolu : le découplage des ondes permet d'obtenir pour chaque impact de marteau une courbe charge-enfoncement représentative du sol testé et des informations complémentaires à la résistance de pointe. Cependant, des problèmes persistent au niveau de la garantie de la pureté du signal : bruits parasites, dérives des signaux, qualité des mesures en conditions réelles (chantiers, présence des champs magnétiques ...).

Dans une optique de recherche et développement, l'objectif de cette partie est de réaliser un appareil opérationnel fournissant des mesures fiables et exploitables.

On présente tout d'abord les fondements théoriques sur lesquels repose ce nouvel essai. L'analyse de la propagation des ondes au sein du pénétromètre permettra d'expliquer d'une part les phénomènes de changement d'impédance mécanique le long des tiges et d'autre part les mécanismes élémentaires d'interaction entre le sol et la pointe. Pour ce faire, nous nous appuyons sur le modèle de battage de pieux proposé par (Smith 1962) dont la solution de l'équation de l'onde est obtenue par le biais de la méthode des caractéristiques. De même, cette approche nous permettra également d'analyser et de définir les éléments qui composeront le PANDA 3 : tête de battage, marteau ...

Ensuite le développement d'un nouveau prototype PANDA 3 est présenté. Ce développement s'appuie sur plusieurs études visant à valider la qualité des informations recueillies, leur bonne reproductibilité et le traitement des signaux d'acquisition.

Enfin, un modèle numérique discret du battage pénétrométrique développé à l'aide du logiciel Particle Flow Code (Itasca) est présenté. Ce modèle permet d'étudier qualitativement le mécanisme de déformation du sol autour de la pointe lors de l'enfoncement. L'objectif recherché par cette démarche consiste à valider la technique de mesure du PANDA 3.

Chapitre 4 : Fondements théoriques du PANDA 3

Le but de ce chapitre est de présenter les éléments analytiques de base nécessaires à la compréhension de la propagation, de la réflexion et de la transmission de l'onde dans les tiges du pénétromètre. Ces éléments aideront d'une part à bien interpréter les signaux recueillis expérimentalement lors du battage, et d'autre part à pouvoir valider les résultats recueillis tout au long de cette recherche.

4.1. Considérations initiales de l'essai

Le principe et la méthode de mesure du PANDA 3 s'avèrent très intéressants car il est possible de mesurer les efforts et les déformations induites dans le sol au cours de l'enfoncement et donc d'obtenir des renseignements sur le comportement de celui-ci pendant la pénétration.

Néanmoins différents facteurs doivent être pris en compte. Tout d'abord il s'agit d'un essai de chargement transitoire dont les contraintes et déformations induites ne sont pas homogènes. De plus, l'interprétation de l'essai est complexe car le signal représente une réponse globale du sol situé autour de la pointe. Les hypothèses sur lesquelles s'appuie le développement de ce nouvel essai sont :

- l'impact du marteau engendre un seul train d'ondes dans le pénétromètre. En effet, au cours du battage manuel, il n'y a pas de rebonds du marteau,
- la propagation de l'onde dans les tiges est unidirectionnelle. En effet, le diamètre des tiges est très petit par rapport à la longueur de l'onde,
- les effets de dispersion et d'amortissement de l'onde le long de tiges sont négligeables,
- le train de tiges est considéré élastique, homogène et de section uniforme,
- les efforts extérieurs le long de tiges, notamment le frottement latéral, sont négligés dans une première approche. Ainsi, les efforts opposés à l'enfoncement du pénétromètre sont concentrés au niveau de la pointe,
- le sol est considéré comme une condition aux limites du problème, et son comportement est représenté par un modèle rhéologique simple.

Dans ce qui suit, on expose, la théorie de l'équation d'ondes appliquée à l'analyse du battage dynamique du PANDA 3. Il n'est pas question ici de démontrer les expressions qui décrivent la propagation, réflexion et transmission de l'onde, mais plutôt de décrire l'onde qui parcourt une tige lors du battage et les facteurs importants à prendre en compte vis-à-vis de sa propagation. Le lecteur pourra trouver une bibliographie plus étendue sur les problèmes liés à la propagation, la réflexion et la transmission de l'onde dans les travaux de ([Timoshenko et al. 1970](#)) ([Johnson 1972](#)) ou ([Meunier 1974](#)).

4.2. Le battage pénétrométrique : propagation d'ondes dans le PANDA 3

Le comportement du battage pénétrométrique dans un appareil tel que le PANDA 3 est décrit comme la superposition des effets de l'onde de compression créée par l'impact du marteau et de l'onde réfléchi à laquelle donne naissance l'interaction avec le sol se produisant en pointe ([Figure 4-1](#)). Une telle situation ne peut donc être étudiée correctement qu'à partir d'une analyse de la propagation des ondes. En effet, quand un marteau de masse M animé d'une vitesse v_m heurte la tête du pénétromètre, une onde de compression $u(x,t)$ est engendrée dans celui-ci et se propage vers le cône à une vitesse constante c_s . En absence de changement d'impédance et d'effort le long des tiges, l'onde $u(x,t)$ arrive au niveau de la pointe. A cet instant, une partie de cette onde est utilisée pour déformer le sol et une autre partie est réfléchi vers le haut, où une

nouvelle réflexion aura lieu. De manière générale, la propagation de l'onde $u(x,t)$ dans les tiges est décrite par l'Équation 4-1.

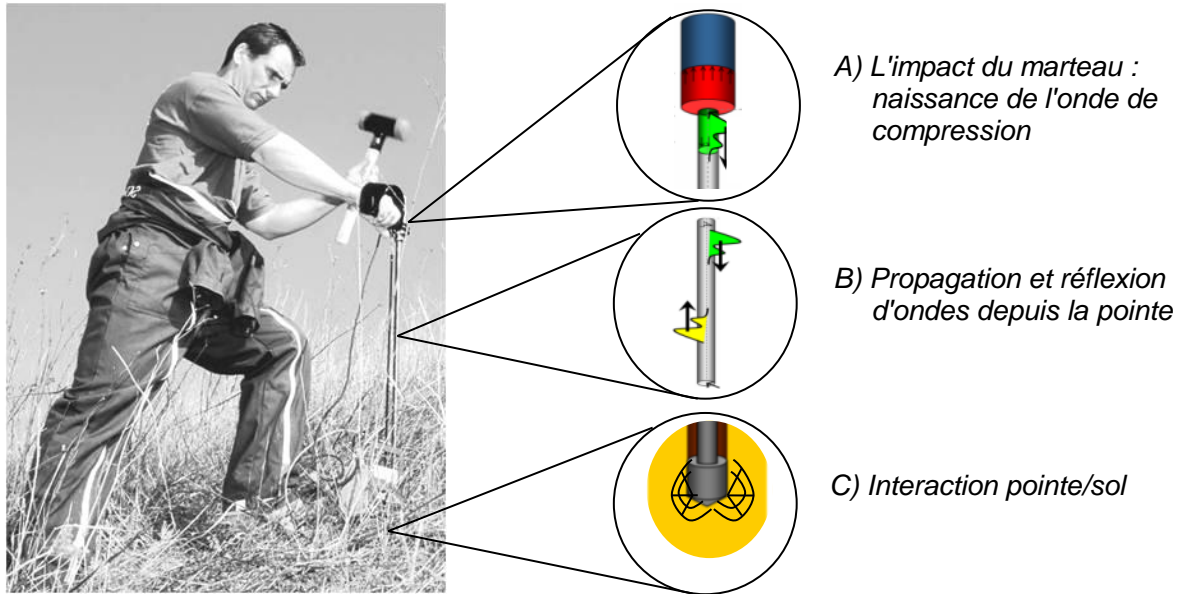


Figure 4-1. Phénomène du battage pénétrométrique : création, propagation, réflexion et transmission d'ondes dans le PANDA 3.

$$\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} = c_t^2 \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \quad \text{Équation 4-1}$$

Parmi les différentes approches existantes pour résoudre l'équation d'ondes (Verruijt 2004), nous avons retenu comme solution la méthode des caractéristiques décrite par (Barré de Saint-Venant 1867), dont la solution générale est donnée par l'Équation 4-2 et qui représente la superposition de deux ondes élémentaires qui se déplacent en sens contraires à savoir une onde descendante u_d et une onde remontante u_r , respectivement.

$$u(x,t) = u_d(t - x/c_t) + u_r(t + x/c_t) \quad \text{Équation 4-2}$$

Le passage de l'onde $u(x,t)$ entraîne en tout point x le long des tiges des variations de déformation $\varepsilon(x,t) = \partial u(x,t)/\partial x$ et de vitesse particulière $v(x,t) = \partial u(x,t)/\partial t$. On obtient ainsi

$$\varepsilon(x,t) = \varepsilon_d(t - x/c_t) + \varepsilon_r(t + x/c_t) \quad \text{Équation 4-3}$$

$$v(x,t) = v_d(t - x/c_t) + v_r(t + x/c_t) \quad \text{Équation 4-4}$$

Ainsi la variation de vitesse particulière $v(x,t)$ peut être exprimée en fonction des ondes de déformation descendante ε_d et de déformation remontante ε_r ainsi que la force particulière $F(x,t)$ en considérant la loi de Hooke $F = \varepsilon A_t E_t$ et le déplacement $s(x,t)$:

$$v(x,t) = c_t [-\varepsilon_d(t - x/c_t) + \varepsilon_r(t + x/c_t)] \quad \text{Équation 4-5}$$

$$F(x, t) = A_t \sigma(x, t) = A_t E_t \left[\varepsilon_d(t - x/c_t) + \varepsilon_r(t + x/c_t) \right] \quad \text{Équation 4-6}$$

$$s(x, t) = \int_{t_0}^{\infty} v(x, t) dt \quad \text{Équation 4-7}$$

La connaissance des ondes ε_d et ε_r dans une section donnée permet de décrire entièrement le phénomène dynamique en tout point x le long des tiges. Dans la pratique, cette connaissance peut se faire à l'aide des jauges de déformation et/ou d'accéléromètres. Cependant, dans les enregistrements réalisés, ces ondes se trouvent souvent imbriquées les unes avec les autres et il devient nécessaire de les découpler.

4.2.1. Découplage d'ondes

Différentes méthodes peuvent être employées pour réaliser le découplage des ondes ε_d et ε_r (Lundberg et Henchoz 1977); (Casem et al. 2003); (Jung et Park 2005) à partir des enregistrements réalisés. Celles-ci diffèrent par le type de mesures utilisé – déformation et/ou accélération – et la quantité de capteurs à utiliser (1..., n), ainsi que par l'imposition de certaines conditions aux limites.

Bien que la méthode proposée par (Lundberg et Henchoz 1977) semble très intéressante sur le plan pratique, (Benz-Navarrete 2009) a montré que la méthode proposée dans (Casem et al. 2003) et (Jung et Park 2005), qui utilise au moins une mesure de déformation $\varepsilon(t)$ et une mesure de vitesse $v(t)$, est celle qui s'adapte le mieux au cas du battage pénétrométrique. Ainsi, à partir des enregistrements $\varepsilon_A(t)$ et $v_A(t)$ réalisés sur les tiges dans une section A au voisinage de l'enclume, les ondes ε_d et ε_r sont découplées selon l'Équation 4-8.

$$(a) \quad \varepsilon_d(t) = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_A(t) - \frac{v_A(t)}{c_t} \right] \quad (b) \quad \varepsilon_r(t) = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_A(t) + \frac{v_A(t)}{c_t} \right] \quad \text{Équation 4-8}$$

4.2.2. Reconstruction des signaux en pointe

En négligeant les efforts externes, comme le frottement latéral, nuls le long des tiges, la connaissance de $\varepsilon_d(t)$ et $\varepsilon_r(t)$ permet de calculer les signaux de déformation $\varepsilon_B(t)$, de force $F_B(t)$, de vitesse $v_B(t)$ et de déplacement $s_B(t)$ pour tout point B situé en dessous du point de mesure A (Figure 4-2). Ainsi, en l'absence de changements d'impédance entre A et B, la reconstruction des signaux est relativement simple. Au contraire, pour le cas où l'impédance n'est pas uniforme, la reconstruction des signaux $F_D(t)$ et $v_D(t)$ pour le point D nécessite la connaissance des signaux $F_C(t)$ et $v_C(t)$ pour le point C, où le changement d'impédance a lieu. La technique consiste ainsi à calculer $F_C(t)$ et $v_C(t)$ et ensuite $F_D(t)$ et $v_D(t)$ selon l'Équation 4-9 et l'Équation 4-10 proposée par (Karlsson et al. 1989)

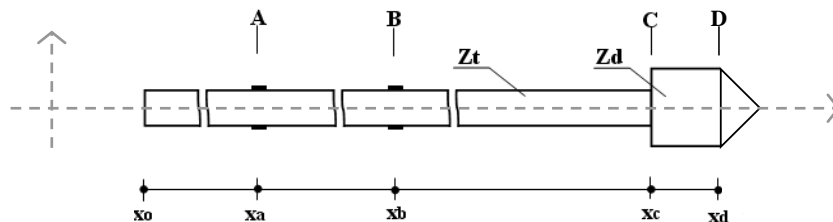


Figure 4-2. Train de tiges muni d'une pointe débordante – impédance non uniforme.

$$F_N(t) = \frac{1}{2} \left[F_{N-1}(t + \Delta t_{n-(n-1)}) + F_{N-1}(t - \Delta t_{n-(n-1)}) \right] + \frac{Z_n}{2} \left[v_{N-1}(t + \Delta t_{n-(n-1)}) - v_{N-1}(t - \Delta t_{n-(n-1)}) \right]$$

Équation 4-9

$$v_N(t) = \frac{1}{2} \left[v_{N-1}(t + \Delta t_{n-(n-1)}) + v_{N-1}(t - \Delta t_{n-(n-1)}) \right] + \frac{1}{2Z_n} \left[F_{N-1}(t + \Delta t_{n-(n-1)}) - F_{N-1}(t - \Delta t_{n-(n-1)}) \right]$$

Équation 4-10

Avec $\Delta t_{n-(n-1)} = (x_{n-1} - x_n) / c_n$, et $Z_n = E_n A_n / c_n$ l'impédance mécanique de la section n définie par son module de Young E_n , sa section A_n et la célérité de l'onde c_n .

Par ailleurs, à partir des enregistrements $F_A(t)$ et $v_A(t)$, dans une section A proche de l'enclume, il est possible de calculer les signaux de force $F_p(t)$, vitesse $v_p(t)$ et enfoncement $s_p(t)$ en pointe du pénétromètre et donc de représenter sous forme de boucles continues, une courbe de la contrainte en fonction de l'enfoncement σ_p - s_p (Figure 4-3.c).

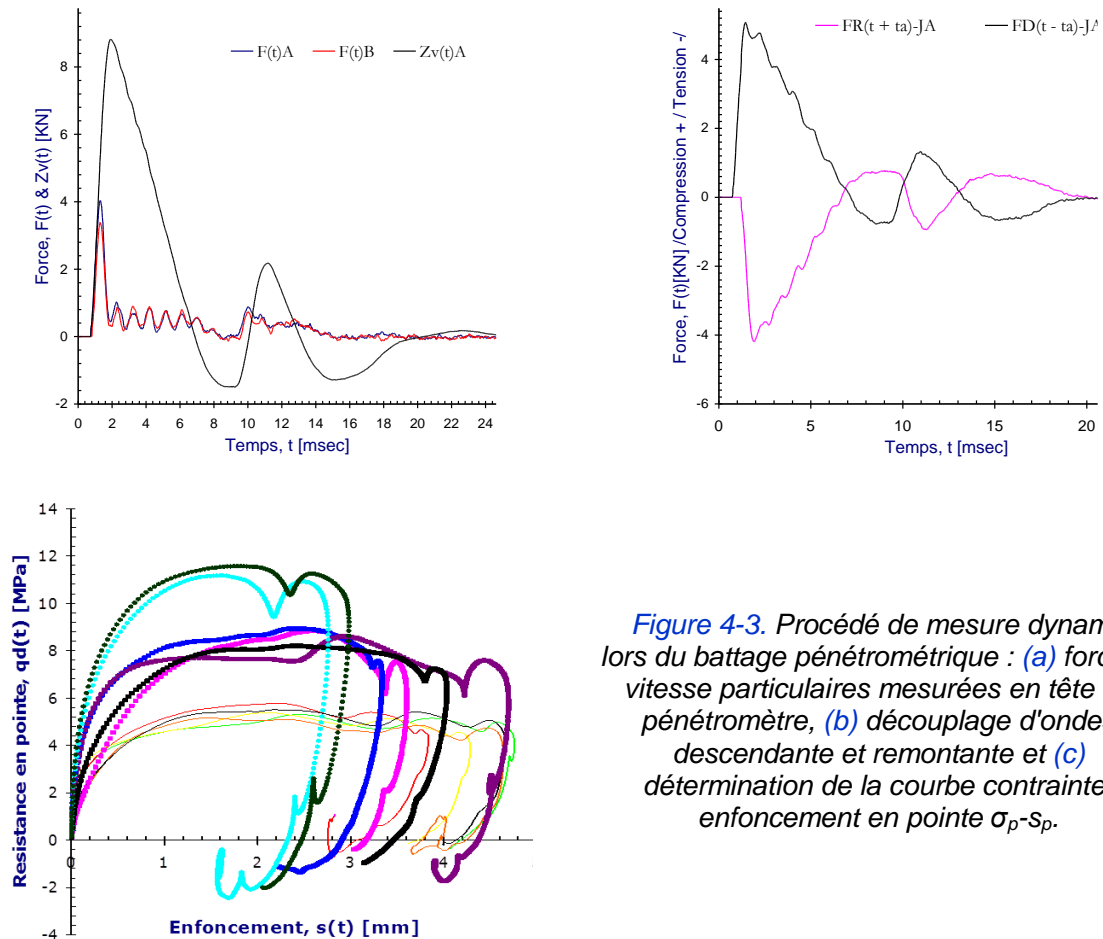


Figure 4-3. Procédé de mesure dynamique lors du battage pénétrométrique : (a) force et vitesse particulières mesurées en tête du pénétromètre, (b) découplage d'ondes descendante et remontante et (c) détermination de la courbe contrainte-enfoncement en pointe σ_p - s_p .

4.3. Analyse de la courbe contrainte-enfoncement en pointe

(Benz-Navarrete 2009) a mis en évidence à partir de la courbe σ_p-s_p différentes phases de l'enfoncement de la pointe. La Figure 4-4 montre, à titre d'exemple, la courbe σ_p-s_p , obtenue dans un sol naturel où on observe :

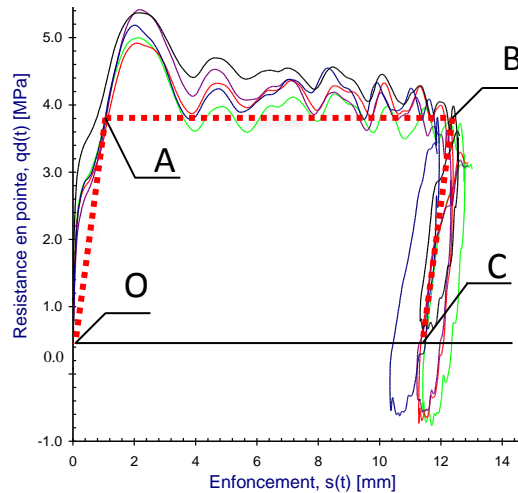


Figure 4-4. Résultats expérimentaux de la courbe σ_p-s_p calculée en pointe (Benz-Navarrete 2009).

- une augmentation très forte de la contrainte à faible déformation représentée par le segment OA,
- un palier de glissement et de rupture représenté par la ligne pointillée AB (phase d'enfoncement plastique principal),
- un déchargement représenté par le trait BC (phase de vibration pseudo-élastique de l'ensemble pénétromètre-sol),

Finalement l'énergie transmise au sol peut être interprétée comme l'aire sous la courbe σ_p-s_p . Il faut remarquer que pendant tout ce phénomène on suppose que le pénétromètre et le sol restent accolés.

4.3.1. Exploitation de la courbe contrainte-enfoncement

Pour l'interprétation quantitative de la courbe σ_p-s_p il a été proposé une méthodologie analytique fondée sur les travaux de (Smith 1962). Pour chaque impact, on calcule des paramètres de résistance, d'amortissement et de déformation du sol au cours de l'enfoncement. De même, il est possible d'estimer la célérité d'ondes dans le sol à partir du découplage des ondes descendantes et remontantes (§4.3.2).

a) Paramètres de résistance

La méthode de (Smith 1962) suppose que la contrainte dynamique en pointe $q_d(t)$ est la résultante de :

- une composante statique R_s qui obéit à une loi élastoplastique parfaite,
- une composante dynamique $R_d(t)$, proportionnelle à la vitesse en pointe $v_p(t)$,

Ces deux composantes sont mobilisées au cours de l'enfoncement. (Figure 4-5).

$$q_d(t) = R_s + R_d(t) \quad \text{Équation 4-11}$$

On détermine la valeur de R_s en admettant que lorsque la vitesse d'enfoncement $v_p(t)$ est nulle, et donc l'enfoncement de la pointe maximal, la composante dynamique $R_d(t)$ s'annule. Ainsi on obtient $q_d = R_s$ (Middendorp et al. 1992).

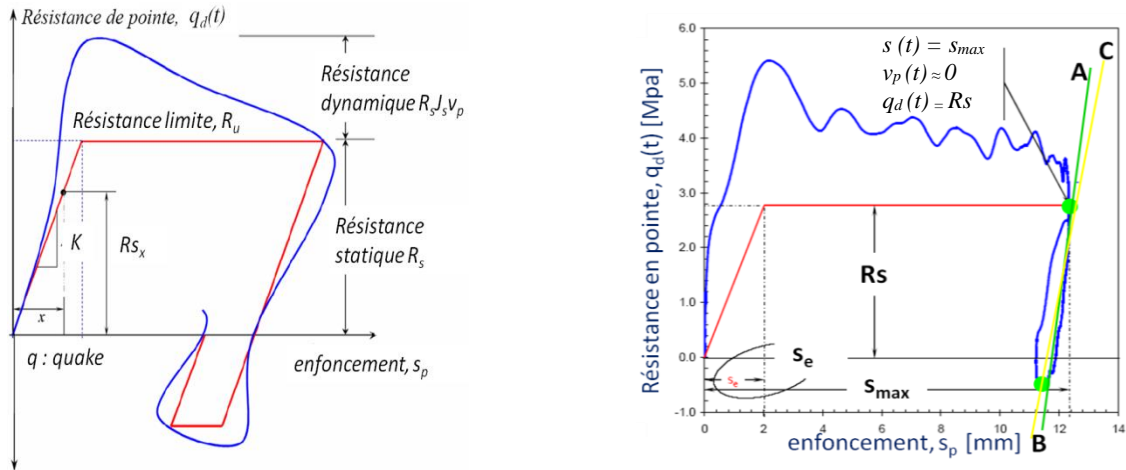


Figure 4-5. Interprétation de la courbe contrainte-enfoncement : (a) modèle de Smith et (b) interprétation de la courbe expérimentale (Benz et al. 2013).

Une fois déterminée la valeur de $R_s(t)$, la composante dynamique $R_d(t)$ et le coefficient d'amortissement J_s sont déterminés dans l'intervalle d'enfoncement $[s_e ; s_{max}]$, par les équations suivantes :

$$R_d(t) = q_d(t) - R_s(t) \quad \text{Ou} \quad q_d(t) = R_s(t) + J_s R_s(t) v_p(t) \quad \text{Équation 4-12}$$

$$J_s = \frac{R_d(t)}{R_s(t) v_p(t)} \quad \text{Équation 4-13}$$

Avec s_e l'enfoncement élastique et s_{max} l'enfoncement maximal. L'intérêt de déterminer la valeur de J_s est d'obtenir un paramètre lié à la nature du sol permettant de le caractériser.

b) Paramètres de déformations

Une fois l'enfoncement maximal s_{max} atteint, on admet que sol et pénétromètre se mettent à vibrer ensemble dans un régime pseudo-élastique. Pour la détermination de modules dits pénétrométriques, l'approche retenue est celle employée par (Arbaoui 2003). En assimilant la pointe à une petite plaque encastree à l'intérieur d'un massif élastique semi-infini non pesant, on peut appliquer la formule de Boussinesq : tel que proposée dans l'Équation 4-14.

$$E = (1 - \nu^2) \frac{\Delta q_d}{\Delta s_p} \frac{\pi d_p^2}{4} \frac{1}{k_M} \quad \text{Équation 4-14}$$

Deux modules sécants sont définis : le module de déchargement E_d^{P3} , proportionnel à la pente de la droite AB et le module de rechargement E_r^{P3} , proportionnel à la pente de la droite BC (Figure 4-5.b).

4.3.2. Construction de la polaire de chocs – Estimation de la célérité des ondes (Benz et al. 2011)

Soient deux milieux A et B adjacents – ici le pénétromètre et le sol – supposés homogènes et isotropes, séparés par une surface plane. Soit une onde plane se propageant dans le milieu A et telle que la surface d'onde se confonde avec la surface de séparation de A et B dès qu'elle l'atteint. Tant que A et B restent en contact, leurs particules respectives situées de part et d'autre de la surface de séparation sont animées à chaque instant de la même vitesse $v(t)$ et le principe d'action et réaction exige que la contrainte normale $\sigma(t)$ soit la même des deux côtés. Il existe une équation mixte appelée polaire de choc qui lie la contrainte $\sigma(t)$ et la vitesse $v(t)$ au passage d'une surface d'onde.

Dans le domaine de l'élasticité linéaire, la polaire de choc correspond à une droite de pente $Z = \gamma c$, avec Z l'impédance mécanique γ la densité et c la célérité du milieu. (Aussedat 1970) a introduit cette approche pour l'analyse du battage pénétrométrique. Il postule qu'en mesurant le pic de contrainte de l'onde incidente σ_I entraînée par l'impact et le pic de contrainte de l'onde réfléchie σ_R depuis l'interface cône/sol et en connaissant la polaire de choc des tiges, il est tout à fait possible de reconstruire la polaire de choc du sol présent au niveau de la pointe (Figure 4-6).

Supposons initialement les deux milieux que sont le pénétromètre et le sol au repos. Juste après l'impact, seules les tiges sont parcourues par l'onde de compression $u(t)$. Cette onde laisse derrière elle le milieu dans l'état (σ_I, v_I) avec $\sigma_I = \gamma c v_I$. L'onde $u(t)$ parvient à l'interface des deux milieux. Une onde transmise $u_T(t)$ passe dans le sol alors qu'une onde réfléchie $u_R(t)$ revient dans le pénétromètre. Dans le sol, l'onde $u_T(t)$ rencontre un milieu au repos et après son passage, l'état du sol est situé, sur la Figure 4-6, sur la droite passant par l'origine et de pente $Z_s = \gamma_s c_s$. Dans les tiges, l'onde réfléchie $u_R(t)$ rencontre le milieu dans l'état (σ_I, v_I) . Après son passage, l'état du milieu est situé sur la droite de pente $-Z_t = -\gamma_t c_t$ (car l'onde se déplace dans le sens négatif) et passant par (σ_I, v_I) . A l'interface entre le cône et le sol, l'onde réfléchie se superpose à l'onde incidente et la contrainte résultante vaut $\sigma_I + \sigma_R$. Les polaires de choc se coupent ainsi au point (σ_T, v_T) marqué D sur la Figure 4-6. Ce point appartient également à la polaire du sol. Connaissant la polaire de choc des tiges, on peut construire très facilement celle du sol. Ainsi, pour chaque coup de marteau, on enregistre les pics des ondes de contraintes descendante et remontante σ_I et σ_R permettant de calculer la polaire de choc du sol et donc la célérité des ondes de compression c_p .

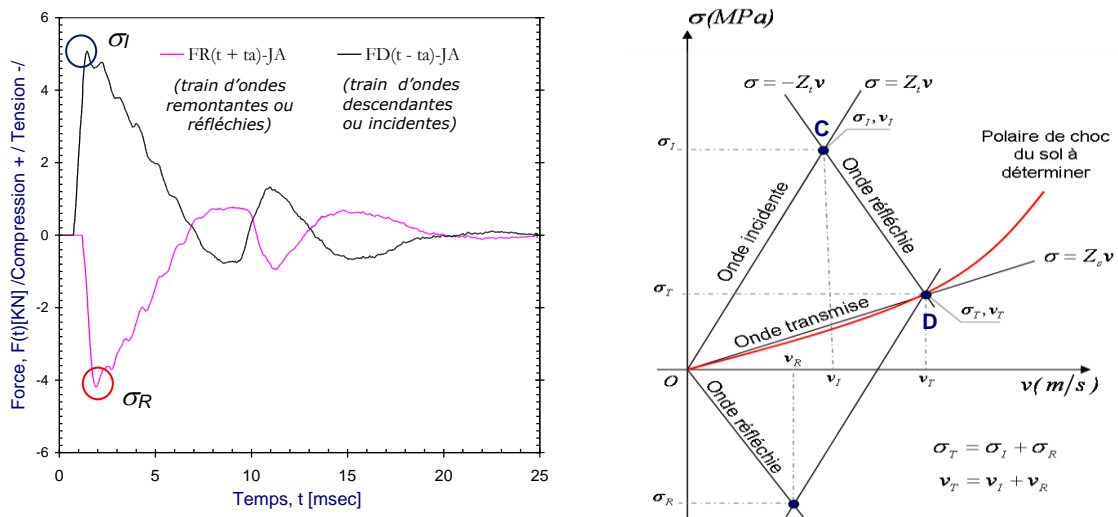


Figure 4-6. (a) Découplage d'ondes descendantes et remontantes. (b) Schéma d'une polaire de choc et principe de construction de la polaire de choc du sol rencontré en pointe (Benz-Navarrete 2009).

La valeur de la célérité d'ondes de cisaillement c_s est calculée de la manière suivante en supposant la valeur du coefficient de poisson ν égale à 0,33 :

$$C_s = C_p \sqrt{(1-2\nu)/\{2(1-\nu)\}} \quad \text{Équation 4-15}$$

4.4. Bilan

Cette étude bibliographique a permis de présenter les hypothèses de base sur lesquelles s'appuient ce nouvel essai. Sur le plan théorique, l'analyse de la propagation des ondes dans le pénétromètre permet d'évaluer la résistance dynamique en cours de battage mais aussi de déterminer la relation contrainte enfoncement σ_p-s_p en pointe. Cette relation est très intéressante car elle représente le comportement du sol soumis à la pénétration dynamique. Une méthodologie analytique d'exploitation de cette courbe σ_p-s_p a permis d'estimer différents paramètres tels que la résistance statique R_s et dynamique q_d de pointe, un coefficient d'amortissement J_s , un module dit pénétrométrique E_{dp3} et enfin la célérité des ondes de compression et de cisaillement C_{pP3} et C_{sP3} . Ceci revient donc à disposer d'un essai in situ donnant accès à une analyse plus fine du comportement du sol localisé en pointe.

Par ailleurs, et parallèlement à ces développements théoriques, des améliorations sur le plan technologique ont été envisagées pour permettre de satisfaire les besoins scientifiques et industriels. Ainsi la suite de ce chapitre présente la mise au point et le développement du nouveau prototype PANDA 3.

Chapitre 5 : Mise au point du nouveau PANDA 3

Le développement d'une nouvelle technique d'essai comprend non seulement la conception et le montage de l'appareil, mais aussi des études préalables d'opportunité et de faisabilité, des propositions de modes opératoires, des validations de l'appareil au laboratoire et sur le terrain ... Cette partie traite ainsi de la conception et de la réalisation d'un nouveau prototype de mesure PANDA 3 ayant pour but de fiabiliser la mesure réalisée et d'améliorer l'ergonomie générale du prototype de mesures conçu et monté par (Benz-Navarrete 2009) (Figure 5-1) : légèreté, robustesse, autonomie de mesures, miniaturisation des éléments ... Les points à revoir sont :

- la robustesse, l'ergonomie et la portabilité de l'appareil afin de pouvoir réaliser des essais in-situ,
- la conception d'une tête de battage instrumentée solidaire du train de tiges,
- la mise au point d'un traitement des signaux adapté aux caractéristiques techniques de la nouvelle chaîne d'acquisition en vue d'obtenir un signal fiable, répétitif et exploitable,
- le développement d'un logiciel permettant de visualiser en temps réel les paramètres mesurés pour chaque impact tout au long d'un sondage.



Figure 5-1. Réalisation d'un essai PANDA 3 – Evolution du matériel vers un prototype industriel : (a) maquette expérimentale et (b) prototype PANDA 3. 4.

5.1. Le nouveau PANDA 3

5.1.1. Caractéristique et description du pénétromètre

De manière générale, le prototype repose sur la même architecture que le PANDA 2 qui comprend une tête de mesure, une unité centrale d'acquisition (UCA), un terminal de dialogue (TDD) et un marteau (Figure 5-1.(b) et Figure 5-2). L'appareil est destiné à une utilisation sur chantier et donc adapté à des conditions difficiles d'utilisations : sollicitations mécaniques, température, étanchéité, humidité, poussière, perturbations électromagnétiques.

A chaque impact, les mesures de la contrainte, de l'accélération et de l'enfoncement sont réalisées grâce à différents types de capteurs installés dans le pénétromètre. Chacun de ces éléments est décrit ci-après.

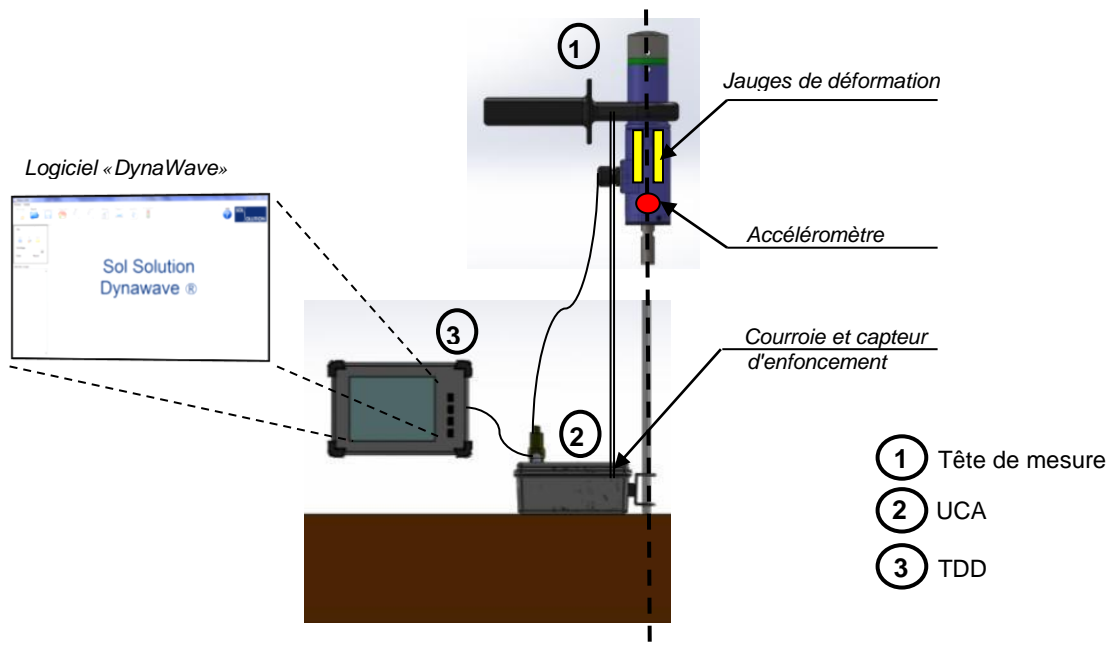


Figure 5-2. Schéma de principe du nouveau matériel (Belien 2009).

a) La tête de mesure

La tête de battage instrumentée, est composée d'une tige de 14 mm de diamètre et 125 mm de longueur qu'on appellera corps d'épreuve. La géométrie de la tête de battage se présente sous la forme d'un élément cylindrique, dont l'arase supérieure présente une surface bombée permettant d'absorber les éventuels défauts d'incidence des coups assenés par l'opérateur.

Le corps d'épreuve est équipé de quatre jauges de déformation montées en pont de Wheatstone et d'un accéléromètre ultra-miniature. Les jauges sont collées en quatre points régulièrement distribués autour du corps d'épreuve cylindrique : cette répartition permet de s'affranchir des efforts parasites dus aux flexions latérales. L'accéléromètre est installé auprès des jauges de déformation. L'ensemble est protégé et isolé à l'aide d'un capot en aluminium soudé à la partie supérieure de la tête.

Contrairement au PANDA 2, la tête du PANDA 3 est vissée au train de tige pour assurer ainsi la continuité dans la propagation des ondes. A chaque ajout de tige, il est donc nécessaire de dévisser la tête de frappe. Un câble blindé permet de relier la tête de battage à l'unité central d'acquisition.

b) L'unité centrale d'acquisition (UCA)

L'unité centrale d'acquisition du PANDA 3 permet de traiter les signaux provenant de la tête instrumentée et les transmettre à un ordinateur contenant l'ensemble des algorithmes nécessaires à la mise en œuvre du procédé de mesure décrit dans la section précédente. Elle permet également de traiter la mesure de l'enfoncement réalisée à l'aide d'une courroie crantée reliée d'un côté à la tête de battage et de l'autre à un codeur installée à l'intérieur de l'UCA. Les mesures acquises sont transmises simultanément vers une tablette tactile.

c) Le terminal de dialogue (TDD)

Le TDD est remplacé par une tablette tactile. Le pilotage des mesures est réalisé à l'aide d'un logiciel développé sous Labview et appelé *DynaWave*. Celui-ci permet de nommer les sites de sondage et numéroter les sondages, de mémoriser les mesures, de visualiser les sondages, de définir différents paramètres et configurations de sondage.

d) Marteau, tiges et pointes

Les impacts successifs sont fournis par un marteau à embout caoutchouc du type de ceux utilisés avec le PANDA 2. Le train de tiges est constitué de plusieurs éléments de tiges. Chacun de ces éléments comprend une extrémité filetée et une extrémité taraudée. La pointe doit être liée à la tige par le biais d'un porte-pointe vissé sur la première tige et assurant la continuité mécanique entre ces deux éléments. La section A_c de la pointe est supérieure à celle des tiges A_t .

En outre, pour s'affranchir du frottement latéral le long des tiges, un dispositif de tubage peut être mis en œuvre. Il s'agit de tubes de diamètres extérieur et intérieur respectivement de 20 mm et 18 mm. Les tubes sont enfoncés manuellement tous les 50 mm d'avancement de la pointe.

5.1.2. La chaîne d'acquisition

L'acquisition de données par ordinateur est un procédé qui permet d'enregistrer les tensions délivrées par le conditionneur en respectant une fréquence d'échantillonnage définie. La chaîne d'acquisition utilisée est composée d'une carte d'acquisition reliée à un ordinateur qui permet ensuite le traitement et la sauvegarde des données au format texte.

Par ailleurs, une mesure expérimentale exige la connaissance et la définition préalables de l'échelle sur laquelle le phénomène mesuré va se développer. Dans notre cas, le système permet pour chaque coup l'acquisition des signaux provenant des jauges et de l'accéléromètre avec une fréquence de 50 kHz et pendant 100 ms (variable). Il est intéressant de souligner le fait qu'avec les systèmes d'acquisition actuels, il est possible d'enregistrer une mesure tous les 2 μ s : si la vitesse d'enfoncement moyenne du pénétromètre dynamique est de 1 m.s⁻¹, les différentes mesures seront effectuées tous les 2 μ m.

Sur la [Figure 5-3](#), on présente un exemple de mesures brutes acquises à la suite d'un impact du marteau sur l'appareil PANDA 3, le sol utilisé est un sable de Fontainebleau.

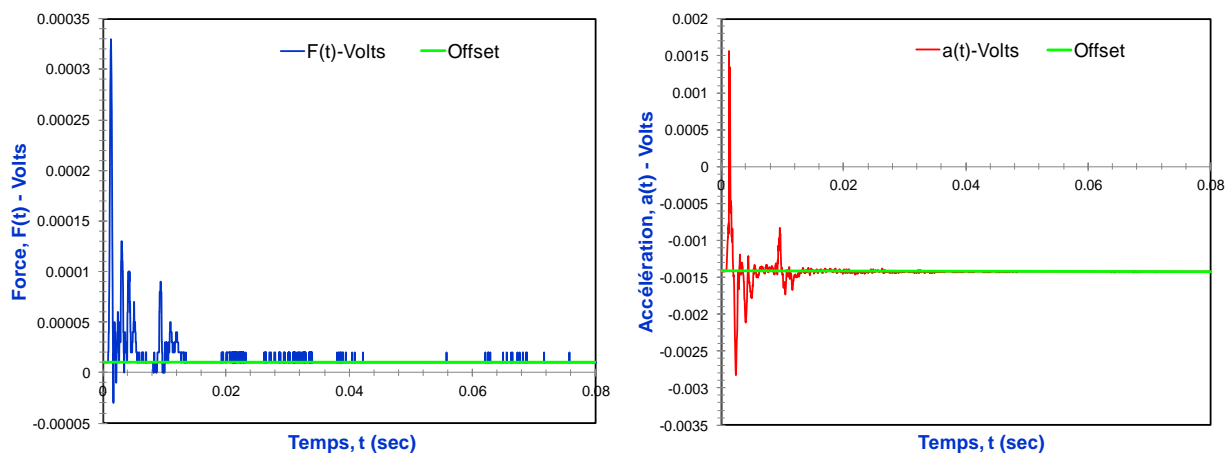


Figure 5-3. Exemple de signaux bruts acquis lors du battage pénétrométrique PANDA 3-Sable de Fontainebleau : (a) Force $F(t)$ et (b) accélération $a(t)$.

Une attention particulière est portée au dépouillement des mesures pour éviter les mauvaises interprétations des phénomènes physiques observés. On constate sur la Figure 5-3 que l'exploitation des signaux obtenus reste difficile, notamment parce que :

- les signaux sont très bruités, par des parasites qui peuvent être d'origine électriques aussi bien que mécaniques,
- les défauts viennent également après la sollicitation, surtout pour des mesures d'accéléromètres piézoélectrique, à cause du décalage de zéro et du retour à la position de repos (asservissement et amortissements des accéléromètres) qui affecte de manière évidente le signal.

Le traitement des signaux est donc nécessaire pour pouvoir les interpréter. Ce sujet sera traité en détail dans la suite du chapitre.

5.1.3. Le logiciel DynaWave

Le programme DynaWave permet, à partir des paramètres de l'essai, de faire l'acquisition et le traitement des données en temps réel. L'interface du programme a une prise en main simple car le nombre de paramètres est limité. Un bloc de réglage permet d'indiquer les paramètres classiques (longueur et diamètre des tiges, diamètres des pointes) ainsi que les paramètres d'acquisition. Le bloc de visualisation permet d'afficher les courbes associées à l'essai grâce à un système d'onglets. Enfin le dernier bloc permet la sauvegarde éventuelle des données.

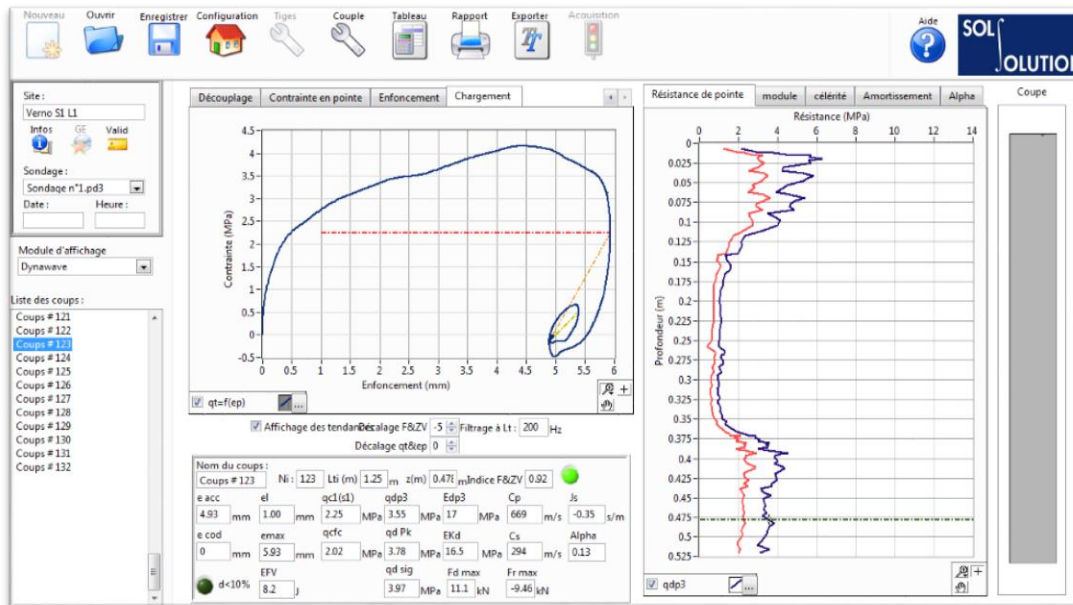


Figure 5-4. Exemple de visualisation de l'architecture du Logiciel DynaWave (Belien 2013).

Les courbes affichées sont le résultat de l'acquisition et du traitement des mesures recueillies. Le procédé de calcul comprend pour chaque impact, les étapes suivantes :

- enregistrement des déformations $\varepsilon_A(t)$ et accélérations $a_A(t)$ sur la tige adjacente à la tête de battage,
- découplage des ondes descendantes $u_d(x,t)$ et montantes $u_r(x,t)$ à partir des enregistrements disponibles,
- calcul des signaux de force $F_p(t)$, de vitesse $v_p(t)$ et d'enfoncement de la pointe $s_p(t)$,
- traçage de la courbe contrainte-enfoncement,

- détermination des résistances statique R_s et dynamique R_d , le coefficient d'amortissement J_s , la célérité des ondes c_s et le module d'élasticité en décharge E^d_{P3} pour chaque impact enregistré lors du sondage.

A titre d'exemple, la Figure 5-5 présente les résultats d'un sondage réalisé sur le terrain. Le logiciel permet d'afficher l'évolution avec la profondeur de chaque paramètre extrait à partir de la courbe charge-enfoncement.

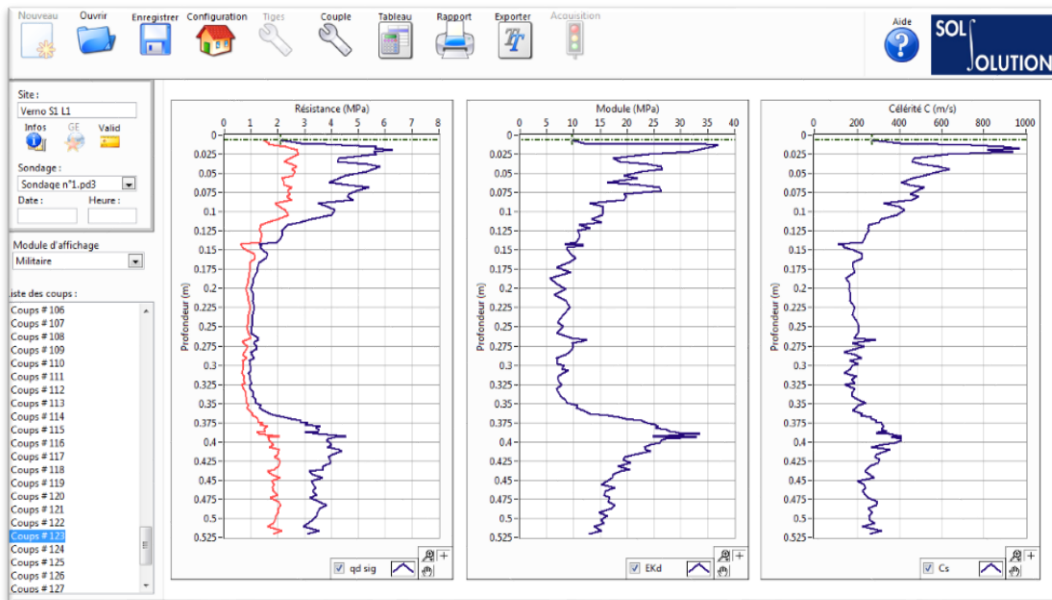


Figure 5-5. Logiciel DynaWave : Module d'affichage des résultats obtenus à l'issu d'un sondage PANDA 3 (Belien 2013).

5.1.4. Bilan

L'amélioration de la maquette de laboratoire du PANDA 3 a permis d'aboutir à la réalisation d'un appareil robuste et portable permettant de réaliser des tests in-situ. La conception d'une nouvelle chaîne de mesure permet de réaliser un ensemble portable et autonome intégrant le pénétromètre, les capteurs et un boîtier de conditionnement du signal. L'acquisition des données se fait par ordinateur portable à l'aide d'une carte d'acquisition haute performance. Le traitement des données s'effectue ensuite par l'intermédiaire du logiciel Labview particulièrement adapté à la réalisation d'interface de mesure. Ce programme permet de commander l'acquisition et de visualiser les mesures par le biais d'une interface de travail d'utilisation intuitive.

Toutefois, subsistent des problèmes liés au traitement de la mesure effectué par les accéléromètres. En effet l'interprétation du comportement de celui-ci vis-à-vis de la sollicitation imposée et traduit par la mesure doit être étudié afin de bien l'exploiter et dégager ainsi l'information requise. Une étude concernant ce sujet sera effectuée dans la suite de cette partie.

5.2. Modélisation numérique discrète du battage PANDA 3

Avant de commencer les études expérimentales nous permettant de valider la chaîne de mesure et le traitement des signaux acquis lors d'un essai réalisé avec le prototype, il semble important de réaliser une étude numérique discrète du battage pénétrométrique, car cette étude nous permettra de valider la technique de mesure développée pour le PANDA 3.

5.2.1. Introduction

La pénétration d'une pointe dans un sol est un problème mécanique situé dans le domaine des grandes déformations pour la modélisation desquels la Méthode des Eléments Distincts (MED) se révèle être un outil adapté (Zhou 1997; Benz-Navarrete 2009; Arroyo et al. 2010; Butlanska et al. 2012; Tran et al. 2013; Quezada et al. 2013; Escobar et al. 2013). Cette méthode utilise une description de la microstructure et de la micromécanique permettant de reproduire aux échelles méso- et macroscopique les mécanismes de déformation et de rupture des matériaux granulaires (Cundall et Strack 1979). Elle permet également de modéliser la propagation des ondes à travers un milieu sans limitation quant aux déplacements, rotations ...

Cette partie traite ainsi de la modélisation du battage pénétrométrique selon une approche utilisant la MED bidimensionnelle (Itasca 1997). La technique de mesure proposée par le PANDA 3 dans les milieux pulvérulents a été reproduite avec la modélisation. Les mécanismes de pénétration seront étudiés à différentes échelles afin de tenter de relier l'information disponible au niveau micromécanique aux courbes σ_p - s_p disponibles au niveau macroscopique.

Dans la MED basée sur la dynamique moléculaire (Cundall et Strack 1979), le milieu est discrétisé spatialement par un ensemble de particules rigides. Ces particules interagissent entre elles par contact. Au niveau des contacts, les particules sont supposées se déformer localement : cette déformation est représentée par un léger chevauchement entre les particules impliquées. Différents modèles de contact existent permettant de modéliser différents types de comportement mécanique. Il n'est pas question ici de rentrer dans les détails du logiciel de calcul utilisé (PFC^{2D}) et de sa formulation. Toutefois, le lecteur intéressé pourra trouver dans (Itasca 1997) des détails sur la méthode et sur le logiciel.

5.2.2. Le modèle du battage PANDA 3

a) Le principe du modèle

Le modèle consiste à simuler le battage pénétrométrique dans une chambre de calibration remplie d'un milieu granulaire frottant, tel que celui présenté par (Breul et al. 2009). La chambre de calibration, constituée de parois non frottantes, a pour largeur $L = 397$ mm et pour hauteur $H = 800$ mm (Figure 5-6). Il semblerait que ces dimensions sont dans la plupart des cas suffisantes pour négliger les effets de bord (Chaigneau 2001) (Benz-Navarrete 2009).

Dans la plupart des modèles numériques décrivant l'enfoncement pénétrométrique (Tanaka et al. 2000), le pénétromètre est représenté par un corps rigide enfoncé à vitesse constante. Dans le modèle présenté ici, l'ensemble du pénétromètre (marteau, tête de battage, tige et pointe) est modélisé par un ensemble de disques liés entre eux (Zhou 1997; Benz-Navarrete 2009). L'intérêt est ici de reproduire et observer l'ensemble de l'événement du battage pénétrométrique par la propagation de l'onde créée par l'impact du marteau (Figure 5-6).

Le remplissage de la chambre est fait avec un milieu à granulométrie serrée, dont R_{min} et R_{max} sont présentés dans le Tableau 5-1. L'échantillon est créé par la méthode de l'expansion des rayons avec une porosité n de 0,15. Le modèle de contact adopté est du type élastique linéaire avec un critère de glissement de Coulomb, dont les paramètres micromécaniques sont présentés dans le Tableau 5-1. Un amortissement de type local a été utilisé avec un coefficient de 0,157.

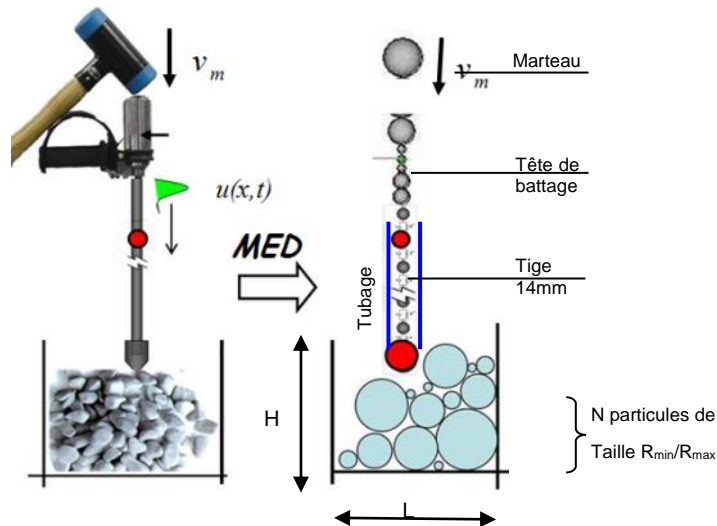


Figure 5-6. Principe de discrétisation du pénétromètre.

Microparamètres	Echantillon	Pénétromètre
Module d'Young, E	75 MPa	$2,06 \times 10^5$ MPa
Raideur normal, k_N	$1,5 \times 10^8$ N/m	$4,6 \times 10^9$ N/m
Raideur tangentielle, k_S	$7,5 \times 10^7$ N/m	$1,7 \times 10^9$ N/m
Amortissement local,	0,157	0,157
D_{max}/D_{min}	10/0,7mm	
Porosité n	0,14	
Nombre de particules N	11280	

Tableau 5-1. Caractéristiques du modèle.

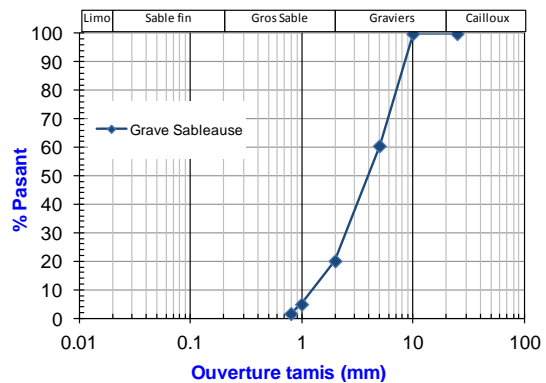


Figure 5-7. Granulométrie de l'échantillon.

La géométrie du pénétromètre correspond à celle du PANDA. La tige est constituée de disques de diamètre de 14 mm alignés sur une longueur de 1000 mm. La pointe est modélisée par une particule de 22,5 mm de diamètre. La rigidité des contacts entre ces particules est celle de l'acier (Tableau 5-1). Pour s'affranchir du frottement latéral entre la tige et les particules qui perturberait la propagation de l'onde lors de l'enfoncement, un tubage est placé autour de la tige et constitué de deux parois non frottantes. Le marteau est modélisé par une particule dont les paramètres ont été étalonnés pour créer une onde de choc similaire à celle produite lors du battage (Benz-Navarrete 2009).

5.2.3. Déroulement de la simulation

La simulation consiste d'abord à enfoncer le pénétromètre à vitesse constante jusqu'à une profondeur préalablement définie. Lors de cette première phase, on enregistre l'effort opposé par le milieu granulaire sur la pointe. Ensuite, l'ensemble de l'échantillon est stabilisé puis on simule le battage par le choc du marteau sur le pénétromètre à une vitesse de $3,5 \text{ m.s}^{-1}$ (paramètre réglable). L'impact entraîne une onde de compression $u(x,t)$ qui se propage le long du pénétromètre en direction de la pointe.

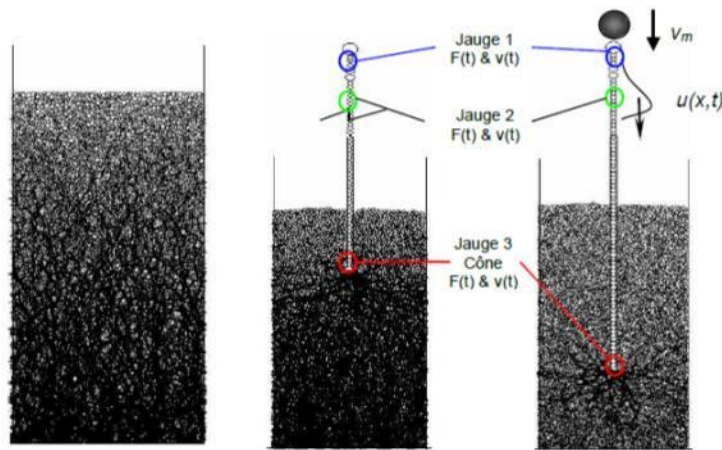


Figure 5-8. Principe de la simulation : (a) création de l'échantillon, (b) enfouissement du pénétromètre à vitesse constante et (c) Moment de l'impact et propagation de l'onde.

Lors de la propagation de l'onde $u(x,t)$ on enregistre la force $F(t)$ et la vitesse $V(t)$ en différents points du pénétromètre : au niveau de la tête de battage, de la tige juste au-dessous de l'enclume et de la pointe. Les données sont enregistrées à une fréquence de 500 kHz et sur une durée de 100 ms. On utilise ensuite les signaux de force $F(t)$ et de vitesse $V(t)$ enregistrés dans la tige et on applique la méthode décrite (§4.2.2) pour calculer la courbe contrainte-enfoncement en pointe.

a) Validation de la technique de mesure offerte par le PANDA 3

Les résultats obtenus par calcul sont confrontés aux enregistrements réalisés au niveau de la pointe. La Figure 5-9.(a) présente les signaux $F(t)$ et $Z_t V(t)$, avec Z_t l'impédance des tiges mesurés au niveau de la tige en-dessous de l'enclume.

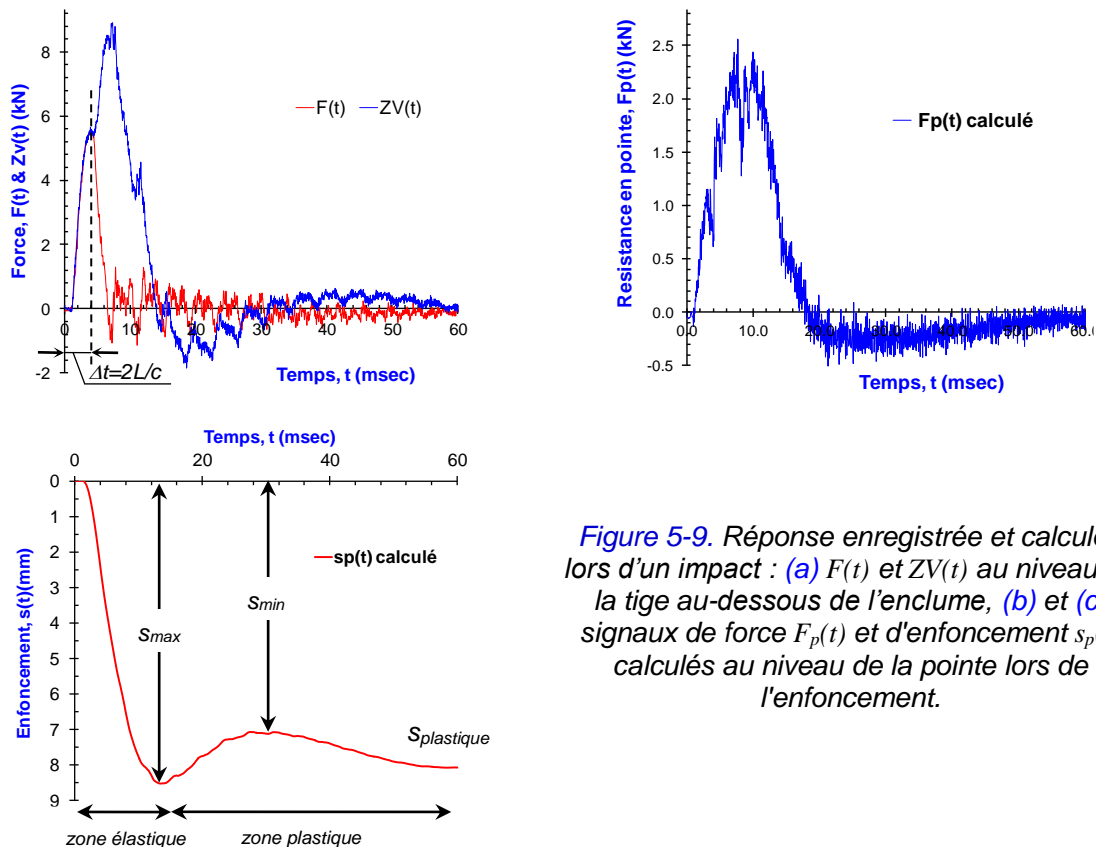


Figure 5-9. Réponse enregistrée et calculée lors d'un impact : (a) $F(t)$ et $Z_t V(t)$ au niveau de la tige au-dessous de l'enclume, (b) et (c) signaux de force $F_p(t)$ et d'enfoncement $s_p(t)$ calculés au niveau de la pointe lors de l'enfoncement.

On remarque que la forme de la réponse et sa grandeur correspondent à ce qu'on mesure dans la pratique pour un tel impact (Benz-Navarrete 2009). De même, on constate une bonne proportionnalité entre les signaux $F(t)$ et $ZV(t)$ dans l'intervalle de temps entre $t = 0$ et $t = 2L/c$. A partir de ces réponses, en découplant les ondes montantes et descendantes, on peut calculer l'enfoncement $s_p(t)$ de la pointe et la force résultante $F_p(t)$ au niveau de la pointe *Figure 5-9 (b) (c)*.

Sur la *Figure 5-9.(c)*, on remarque qu'au moment de l'impact, la pointe s'enfonce rapidement jusqu'à ce que l'énergie du pénétromètre ne soit plus suffisante pour continuer à déformer le sol. On atteint alors l'enfoncement maximal s_{max} . Cette plage d'enfoncement correspond à un comportement majoritairement plastique. Ensuite, le sol recouvre une partie de l'enfoncement s_{min} . Finalement, le pénétromètre s'enfonce à nouveau jusqu'à atteindre l'enfoncement final $s_{plastique}$. La *Figure 5-10* montre la courbe de charge-enfoncement σ_p-s_p calculée en pointe à partir des signaux enregistrés en tête de tige (*Figure 5-10*). Cette courbe est confrontée à la courbe mesurée directement au niveau de la pointe du pénétromètre lors de l'enfoncement. La correspondance entre les deux courbes est remarquable et permet de valider la méthode d'analyse et de traitement des signaux proposée. On remarque également que l'allure de la courbe σ_p-s_p est similaire à celles pouvant être obtenues lors des essais expérimentaux (*Figure 5-4*).

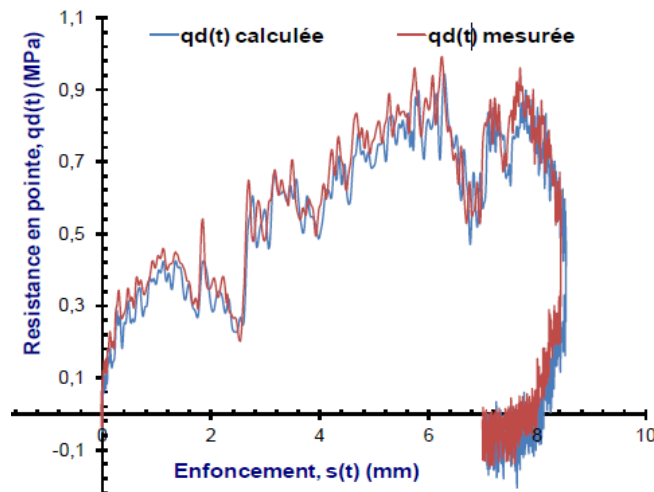


Figure 5-10. Courbes charge-enfoncement dynamique en pointe σ_p-s_p calculé (bleu) et mesuré (rouge).

b) Variabilité des résultats

La variabilité des résultats de la modélisation a été évaluée en reproduisant le battage dynamique à différentes profondeurs dans l'échantillon : à 10 cm de profondeur puis tous les 5 cm. On réalise donc l'enfoncement à vitesse constante du pénétromètre sur toute la hauteur de l'échantillon en sauvegardant le modèle pour les différentes valeurs de profondeurs retenues pour effectuer le battage dynamique. Chaque sauvegarde est ensuite stabilisée puis le battage réalisé.

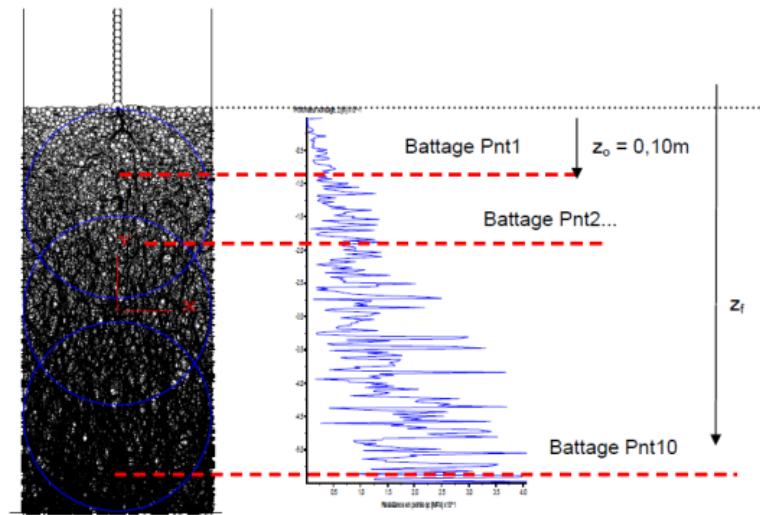


Figure 5-11. (a) Echantillon prêt pour l'enfoncement statique jusqu'à la profondeur désirée et (b) pénétragramme de la résistance de pointe q_c et représentation du battage par palier de 5 cm.

Sur la Figure 5-12 sont présentées les courbes charge-enfoncement obtenues à différentes profondeurs ; les valeurs de charge et d'enfoncement sont normalisées par rapport aux la valeur respectivement de la charge maximale et de l'enfoncement maximal. On constate qu'il existe une évolution de l'allure des courbes avec la profondeur et donc probablement le confinement. Deux types de comportements sont observés :

- pour une profondeur inférieure à 0,35 m, la contrainte augmente très rapidement jusqu'à un pic σ_{p-max} , puis chute jusqu'à atteindre un palier,
- pour une profondeur supérieure à 0,35 m, la contrainte augmente de façon quasi-monotone avec l'enfoncement avant que le retour élastique se produise.

On constate également que nous obtenons une allure similaire de la courbe dans les essais expérimentaux Figure 3-7.c.

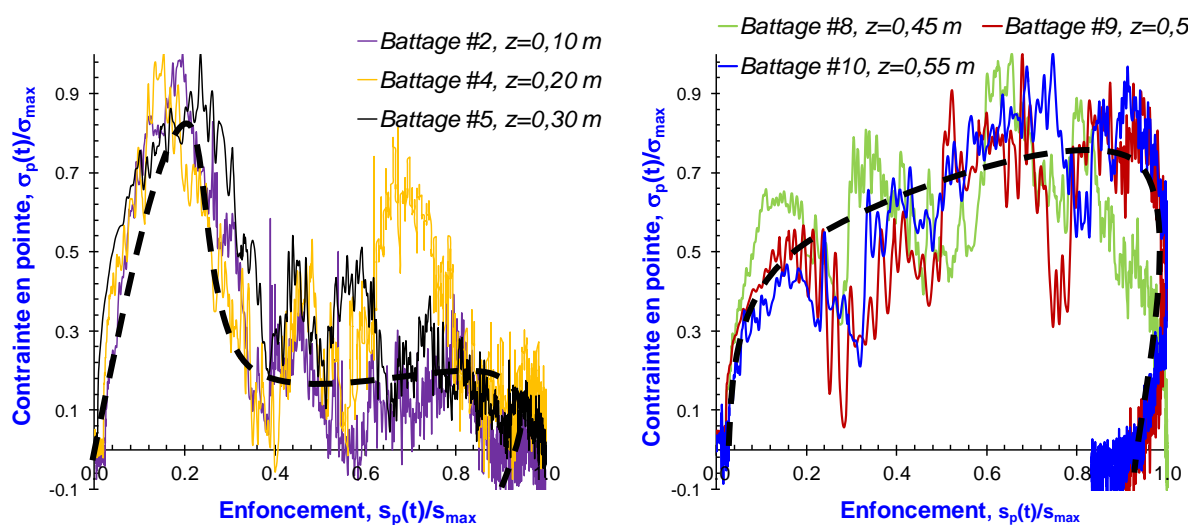


Figure 5-12. Courbes σ_p-s_p normalisées par rapport à la charge σ_{max} et à l'enfoncement s_{max} maximal : (a) profondeur inférieure à 0,35 m et (b) profondeur supérieure à 0,35 m.

5.2.4. Bilan

Les résultats obtenus montrent une bonne correspondance entre les résultats calculés à partir des données enregistrées en haut de la tige et ceux enregistrés au niveau de la pointe. Cela permet de confirmer la validité de la technique de mesure développée pour le PANDA 3.

De même, la modélisation numérique du battage pénétrométrique a permis de relever quelques observations sur des phénomènes ayant lieu sur l'allure de la courbe charge-enfoncement selon l'état de confinement du milieu. En effet, nous avons constaté qu'à faible confinement, proche de la surface, la courbe présente un pic de contrainte important. Celui-ci pour de faibles enfoncements, juste après l'arrivée de l'onde incidente à la pointe et bien avant que l'enfoncement maximal soit attendu. Par ailleurs, lorsque le confinement accroit avec la profondeur de l'échantillon ausculté, ce pic disparaît et l'allure de la courbe devient plus asymptotique. Ces remarques, bien qu'appuyées sur les observations numériques, reproduisent bien ce que nous avons constaté également à partir des essais expérimentaux ([chapitre 6](#)).

De manière générale, cela pourrait s'expliquer par le changement d'impédance à l'interface pointe/sol. A faible confinement, lorsque le premier train d'onde arrive à cette interface, les grains présents aux environs de la pointe sont « explosés » sous l'action de cette onde de contrainte. Sous ces conditions, les conditions aux limites du pénétromètre sont semblables à celle d'une barre heurtée ayant son extrémité inférieure libre. Au contraire, au fur et à mesure que l'état de confinement augmente, les conditions aux limites à l'extrémité inférieure du pénétromètre se rapprochent de celle d'une barre encastrée. En effet, les grains sont empêchés de bouger et lorsque le premier train d'ondes arrive, la contrainte augmente progressivement jusqu'au moment où l'enfoncement maximal est attendu.

5.3. Mise au point du PANDA 3

Une série d'expériences a été réalisée en vue d'évaluer et d'étalonner les caractéristiques mécaniques de l'outil (marteau, tête de battage et tige) ainsi que le système de mesure et de traitement des signaux acquis. L'objectif est de s'assurer de la fiabilité de l'appareil et de la répétabilité des mesures réalisées.

La démarche utilisée pour cette étude combine une approche expérimentale réalisée en conditions maîtrisées ainsi qu'une approche numérique du battage pénétrométrique développée dans la section précédente. Ces approches permettent de contrôler les conditions aux limites et donc de s'affranchir des possibles aléas du terrain. En outre, le modèle numérique permet d'avoir accès à tout instant aux grandeurs dynamiques (force, accélération, vitesse...) concernant chacun des éléments du pénétromètre et donc d'analyser facilement différents cas de figures.

5.3.1. Etude paramétrique

Lorsque le marteau heurte l'élément à foncer, il se crée une onde de compression dont les caractéristiques - durée, intensité et forme - dépendent essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques des différents éléments - marteau, tête de battage, train de tige... La maîtrise de ces caractéristiques doit permettre d'améliorer l'interprétation de l'essai. Par conséquent, l'étude paramétrique a pour objectif d'étudier l'influence des paramètres de géométrie et de raideur du marteau sur l'onde de choc, mais aussi de tester la performance de la nouvelle tête de battage instrumentée.

a) Conditions initiales

La force d'impact sur le pénétromètre est engendrée par le biais d'un marteau standard Au cours du battage, aucun effort de frottement latéral ne se développe dans le train de tiges. Les signaux de force et d'accélération sont enregistrés dans le corps d'épreuve et sont analysés avec le logiciel *DynaWave*.

b) Caractérisation de l'onde engendrée lors du battage

Afin de valider le prototype, une série d'essais expérimentaux a été réalisée à l'aide d'un pendule permettant de fournir une énergie bien définie. Le but est de caractériser l'onde engendrée par l'impact du marteau et de vérifier la répétabilité des mesures.

(i) Procédure expérimentale

Le pénétromètre est disposé horizontalement et repose sur des roulements à billes, permettant de maintenir son horizontalité au cours du battage et de s'affranchir les efforts de frottement le long des tiges. Les forces gravitaires ne modifient pas la propagation de l'onde (Fairhurst 1961); la position horizontale du système n'a donc aucune influence sur la propagation de l'onde.

Le battage a été effectué à l'aide d'un pendule à choc permettant de maîtriser la vitesse d'impact et donc l'énergie de battage. Cet appareillage permet de faire varier l'énergie de battage et la longueur du train de tiges (Benz-Navarrete 2009) (Figure 5-13).

Comme conditions aux limites, l'extrémité du pénétromètre correspondant à la pointe du pénétromètre se trouve placée dans un moule rempli d'un sol compacté à une densité quelconque.

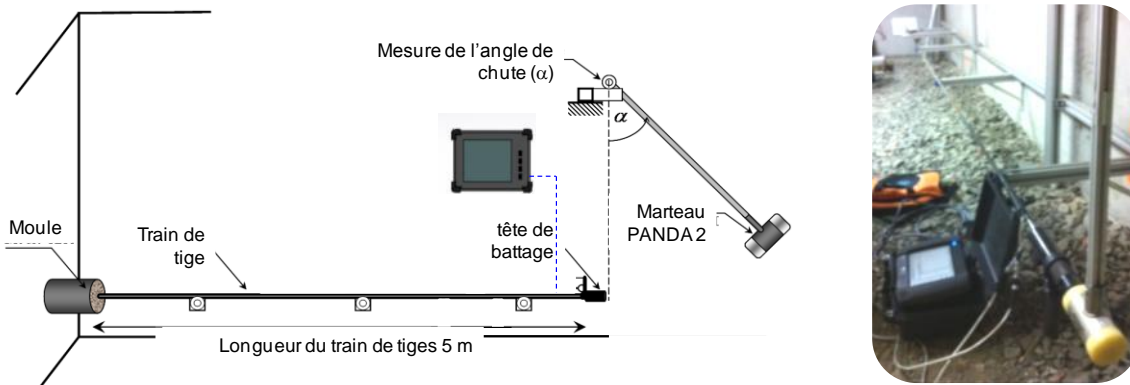


Figure 5-13. (a) schéma du pendule et (b) mesure dynamique lors du battage.

Le marteau est lâché en condition de pendule et heurte la tête du pénétromètre avec une énergie de battage déterminée par l'expression suivante :

$$E = mgl(1 - \cos \alpha) \quad \text{Équation 5-1}$$

Où m est la masse du marteau, g l'accélération de la pesanteur, l la longueur du pendule et α l'angle de chute du marteau. Ainsi la vitesse d'impact V_m du marteau s'exprime :

$$V_m = \sqrt{2gl(1 - \cos \alpha)} \quad \text{Équation 5-2}$$

Pour chacune des expériences, 10 mesures sont réalisées pour trois valeurs d'angle de chute : 45 °, 90 ° et 180 °. L'utilisation d'un train de tiges de longueur supérieure à 5 m permet de différer le retour de l'onde réfléchie depuis la pointe.

(ii) Résultats

Un exemple de résultats expérimentaux est présenté sur la Figure 5-14.(a), on constate la bonne répétabilité des signaux obtenus. De même, on remarque que la forme du train d'onde est de type triangulaire avec une légère asymétrie et elle n'est pas sinusoïdale comme dans le cas du PANDA 2. La réponse en effort peut être caractérisée par une amplitude au pic F_{max} et la durée du choc τ :

- l'amplitude de l'onde enregistrée F_{max} dans la tête de battage dépend de la vitesse du marteau V_m juste au moment l'impact,
- la durée du choc τ correspond au temps dans lequel l'onde passe et revient au seuil minimal. Dans cet intervalle de temps juste après le choc, les corps sont en contact (marteau et pénétromètre) et il y a donc un transfert d'énergie.

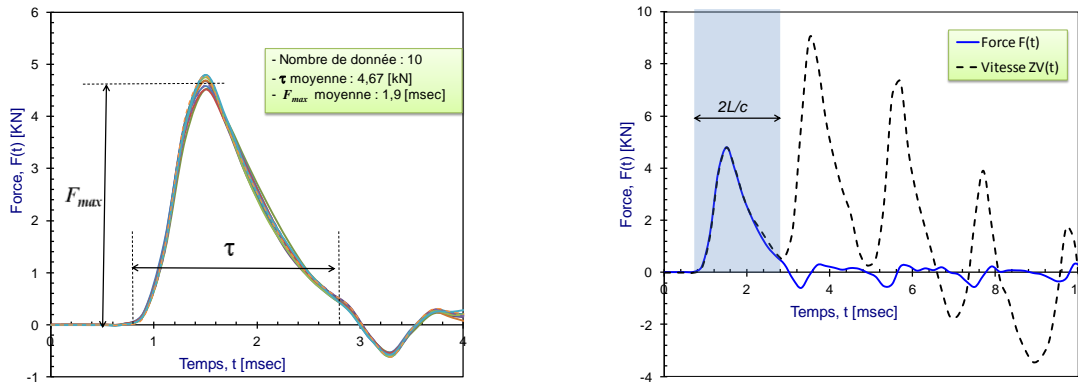


Figure 5-14. Caractérisation expérimentale de l'onde d'impact mesurée par le PANDA 3 : (a) répétabilité de la réponse en force en fonction du temps et (b) Proportionnalité des signaux de force et de vitesse fois l'impédance dans la durée $2L/c$.

La Figure 5-14.(b) montre un exemple de mesures de force $F(t)$ et de vitesse fois l'impédance $Zv(t)$. On constate qu'il n'y a aucun bruit imbriqué due à l'interposition de la tête de battage instrumentée. En effet, en l'absence de changements d'impédance le long des tiges, la proportionnalité entre les réponses en force $F(t)$ et en vitesse et $v(t)$ est préservée jusqu'au temps $t = 2L/c$ pour lequel l'onde réfléchi depuis la pointe revient au point de mesure.

c) Etude comparative de la tête de battage

Les têtes de battage des PANDA 1, 2 et 3 ont été testées à l'aide du pendule (Figure 5-15) afin de comparer leur efficacité au battage et le spectre de force obtenu. Pour cela, une tige instrumentée de 25 cm permettant de mesurer l'onde de contrainte a été utilisée. Les conditions aux limites sont les mêmes que précédemment : longueur de tige, type de marteau et valeurs d'angle de chute.



Figure 5-15. Mesures réalisées au pendule : (a) tête de battage PANDA 1, (b) tête de battage PANDA 2 et (c) tête de battage PANDA 3.

Pour chaque tête de battage sont calculées :

- la force maximale F_{max} ,
- la durée du choc τ ,
- l'énergie transmise EFV
- l'efficacité du battage, notée CE , calculée à partir de la valeur théorique calculée par la formule du pendule,
- la représentation de l'onde de contrainte dans le domaine fréquentiel.

Les résultats de cette analyse sont récapitulés dans le Tableau 5-2.

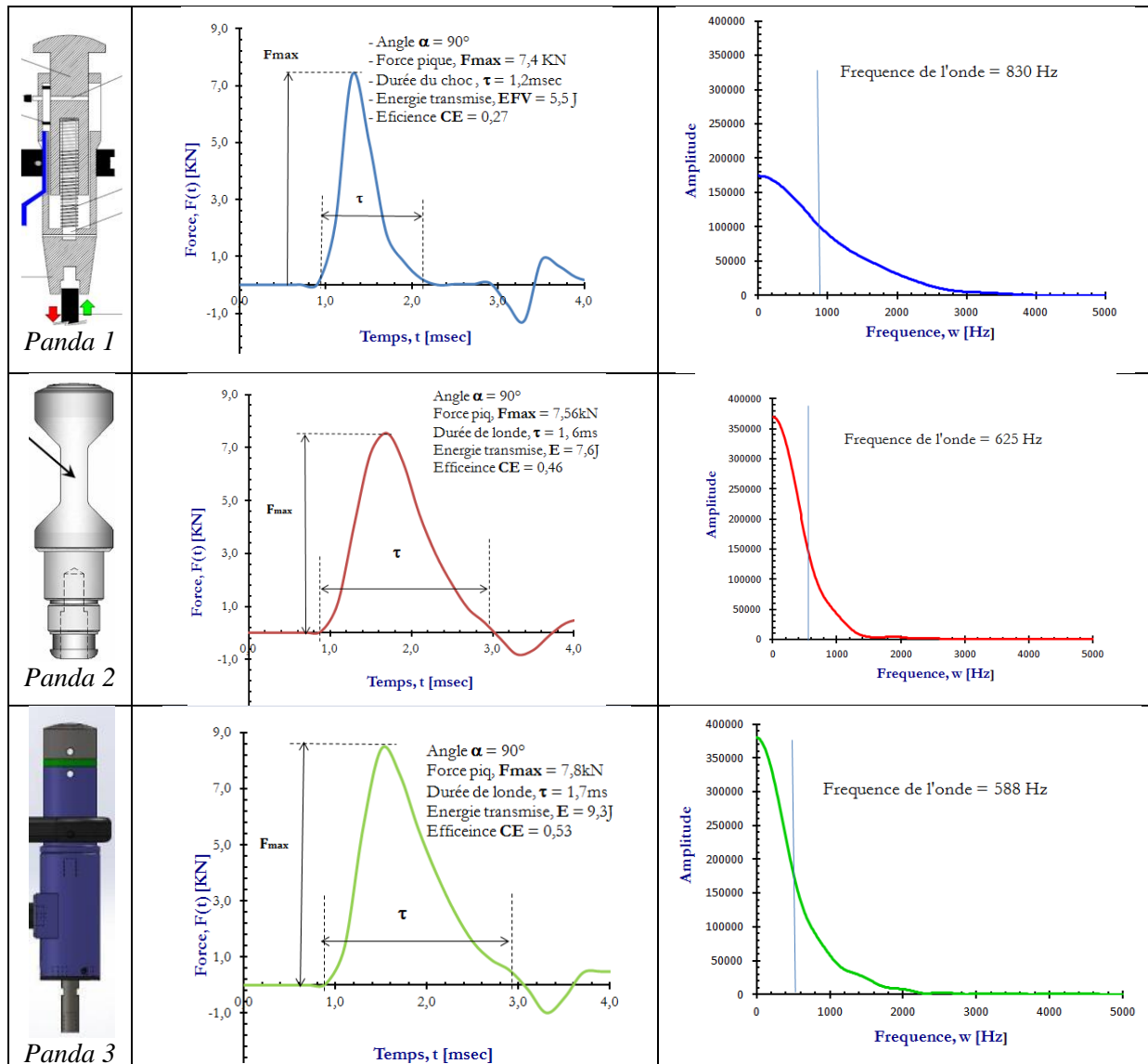


Tableau 5-2. Essais pénétrométriques au pendule : (a) Tête de battage PANDA 1, (b) Tête de battage PANDA 2 et (c) Tête de battage PANDA 3.

On remarque que la tête du PANDA 3 possède les avantages suivants par rapport aux têtes précédentes :

- la force maximale F_{max} et la durée du choc τ , sont plus grandes, ce qui augmente l'énergie transmise et donc l'efficience du battage. Par rapport à la tête PANDA 2 il existe qu'une légère augmentation du pic de 3%.
- dans le domaine fréquentiel, la distribution obtenue est plus étroite avec une fréquence d'onde de 588 Hz. Cela présente des avantages vis-à-vis du phénomène étudié (déformation du sol, celui-ci répondant plutôt aux basses fréquences, au moins à celles < 1kHz).

Ces observations sont valables pour le type de marteau utilisé. Un marteau différent produira une onde de choc différente ; on aborde ce problème dans la suite par le biais d'une étude numérique.

d) Influence de la masse et la raideur du marteau

La tête de battage est bien définie en termes de géométrie et du matériau constitutif. Par contre, la variation des caractéristiques du marteau peut augmenter ou réduire la quantité d'énergie transmise au pénétromètre pendant l'impact, et donc augmenter la puissance de pénétration. De même elle peut surtout modifier la forme de l'onde qu'on entraîne et qui viendra solliciter le sol par la suite.

On essaie de mettre en évidence ici au moyen d'une approche numérique les effets de la masse et de la géométrie du marteau sur les caractéristiques de l'onde de compression engendrée lors du battage.

Le modèle numérique de battage utilisé est celui décrit dans la section précédente, utilisant la MED. Les simulations ont été réalisées en faisant varier la masse et la raideur du marteau. La même énergie de battage a été utilisée. Une longueur de tiges de 6 m a été utilisée pour que l'onde de compression engendrée par l'impact ne se chevauche pas avec l'onde réfléchi depuis la pointe. La figure Figure 5-16 montre les ondes de choc obtenues pour les différentes valeurs de masses et de raideur du marteau.

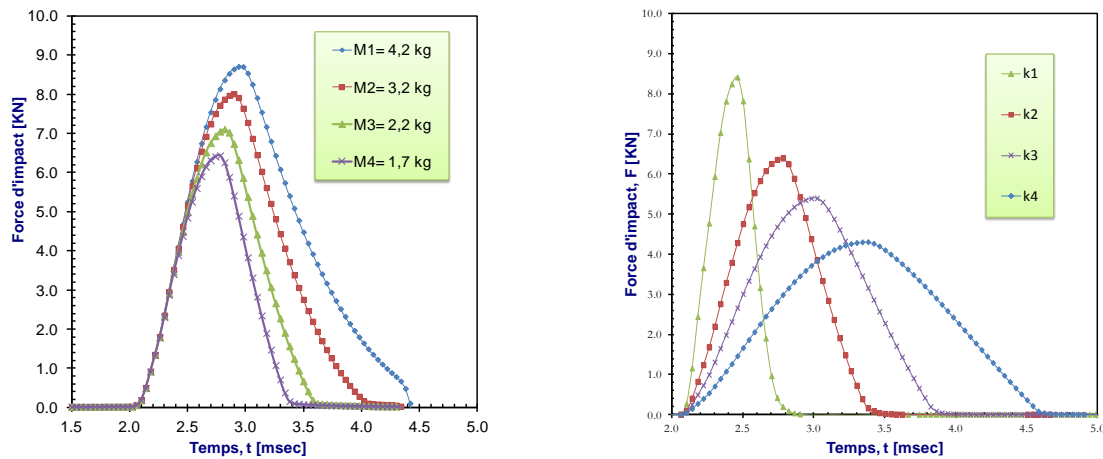


Figure 5-16. Simulations numériques du battage pénétrométrique (a) Influence de la masse du marteau et (b) influence de la raideur du marteau.

La Figure 5-16.a) montre que l'augmentation de la masse du marteau entraîne l'augmentation de la valeur de l'effort au pic F_{max} de l'onde engendrée par l'impact et l'augmentation de la durée du choc τ .

On remarque également que lorsque la rigidité du marteau augmente, le transfert d'énergie au pénétromètre est plus rapide. Cela est notamment lié à la réduction de la durée du choc τ et à l'augmentation de la pente de remontée à la valeur F_{max} de l'onde engendrée.

Actuellement, c'est le marteau type PANDA 2 qui est utilisé. Cependant, pour cette nouvelle version, il serait envisageable d'améliorer l'efficacité de ce marteau en vue d'augmenter la puissance de pénétration et de mieux maîtriser la sollicitation dynamique transmise aux sols.

e) Vitesse d'impact

D'un point de vue expérimental, on a fait varier la vitesse d'impact à l'aide du pendule en faisant varier l'angle de chute α du pendule à 45 °, 90 ° et 180 °. Dix essais ont été réalisés pour chaque valeur d'angle de chute. La Figure 5-17a) montre la moyenne des résultats obtenus en termes de force en fonction du temps.

De plus, des simulations numériques ont été réalisées avec un marteau de 1,72 kg en faisant varier la vitesse d'impact de 3,5 à 10 m/s (Figure 5-17.b).

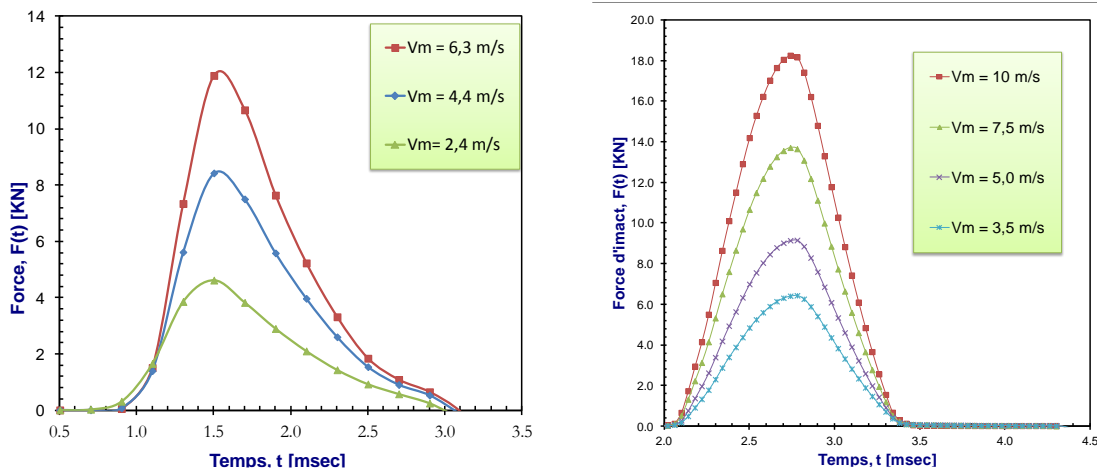


Figure 5-17. Influence de la vitesse d'impact (a) expérimentale à l'aide du pendule et (b) numérique.

Les résultats montrent que l'accroissement de la vitesse d'impact v_m entraîne une augmentation de la valeur F_{max} . Il existe ainsi une relation linéaire entre la vitesse v_m d'impact du marteau et la valeur pic F_{max} de l'onde de compression engendrée dans le pénétromètre. Néanmoins, la durée du choc τ de l'onde reste indépendante des variations de v_m . Cette relation, de type linéaire a été constatée par (Fischer 1959) et s'applique au cas du PANDA 2 (Benz-Navarrete 2009).

f) Bilan

Afin de valider la conception de la nouvelle tête de battage, la répétabilité et la fiabilité des mesures, une série d'essais expérimentaux a été réalisée à l'aide d'un pendule, complété par des modélisations numériques. Les résultats montrent que :

- mécaniquement, la tête de battage ne pose pas de problème lors de la prise de mesure : robustesse,
- les mesures sont répétables en termes d'amplitude et de durée du pic de force. De même nous avons constaté l'allure triangulaire de l'onde de contrainte avec une légère asymétrie.
- l'interposition d'une tête de battage ne crée pas de perturbations. Cela a été constaté par la proportionnalité entre force et vitesse sur une durée correspondant à $2L/c$,
- pour un même marteau l'allure de l'onde de choc du PANDA 3 est plus efficace que l'allure obtenue avec la tête de battage PANDA 1 et PANDA 2.

Par ailleurs, l'étude paramétrique (géométrie, masse, rigidité ...) que nous venons de voir ici est très importante en vue de maîtriser la sollicitation induite au sol, puisque ce dernier va réagir en fonction de la durée et l'amplitude de l'onde de choc. On peut par conséquent imaginer de futurs développements réalisés sur le marteau permettant de solliciter le sol avec de plus basses fréquences et donc améliorer l'exploitation des résultats.

5.3.2. Conditionnement et traitement des mesures

On présente ici la mise au point de l'algorithme de traitement des signaux de force $F(t)$ et d'accélération $a(t)$ enregistrés lors du battage avec le pénétromètre PANDA 3. Ce traitement permet d'interpréter correctement les signaux en dépouillant le signal de tous les bruits induits par le système de mesure. Cet algorithme sera validé par une série d'expériences réalisées en laboratoire.

a) Considérations initiales

Les informations contenues dans un signal peuvent être analysées à l'aide de différentes représentations (Semblat 1994) : temporelles, spectrales, mixtes, utilisant les courbes enveloppes, de phase temporelle... C'est essentiellement aux informations temporelles que s'intéresse cette étude. Toutefois, quelques incursions seront faites dans le domaine spectral afin d'identifier les fréquences à filtrer du signal.

Les conditions de l'essai regroupent :

- la nature du sol (et donc les vitesses mises en jeu),
- la longueur des tiges incluses dans le sol ou situées entre le niveau du sol et la tête de battage,
- il n'y a pas de rebond du marteau sur la tête,
- le système d'acquisition présente une fréquence d'échantillonnage $f = 50$ kHz et un temps d'acquisition de 81,92 msec.

b) Calcul de l'enfoncement à grandes déformations

L'objectif est de proposer une méthodologie de traitement des signaux d'accélération permettant d'obtenir le signal de déplacement avec le moins d'erreur. Cette valeur est essentielle pour le calcul de la courbe charge-enfoncement.

(i) Problématique - état de l'art

Dans la pratique, l'intégration des signaux d'accélération $a(t)$ en vue de la détermination de grands déplacements $s(t)$ est très sensible aux effets des *offset* résiduels des signaux d'accélération. En effet, si une valeur résiduelle constante persiste dans les signaux d'accélération, un décalage du signal de vitesse de premier ordre - ou *baseline* de premier degré - est introduit à cause de l'intégration mathématique du signal. Une deuxième intégration du signal de vitesse $v(t)$, peut entraîner un décalage du signal d'enfoncement de deuxième ordre - ou *baseline* de deuxième degré.

Il est donc nécessaire d'introduire des corrections de ces *baseline* dans l'intégration de $a(t)$. Un exemple de ce phénomène est présenté dans la Figure 5-18 sur laquelle on peut constater qu'un décalage de l'offset de $\pm 0,1$ g sur le phénomène de durée $t = 80$ ms introduit des erreurs dans l'enregistrement de vitesse et de déplacement. L'ampleur de l'erreur introduite peut être excessive et fausser les résultats de manière significative.

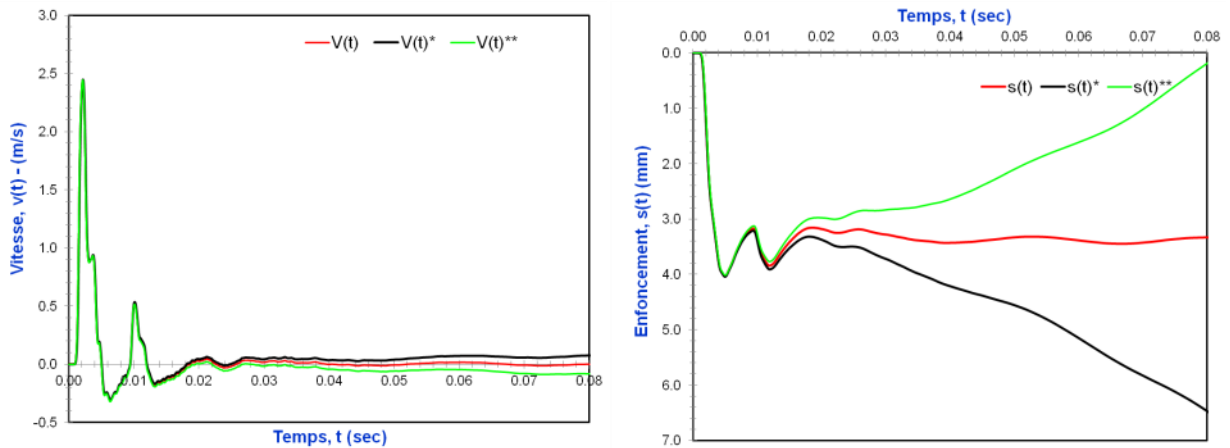


Figure 5-18. Signaux de vitesse $v(t)$ et d'enfoncement $s(t)$ obtenus par intégration des signaux d'accélération avec effets d'offset dans les signaux d'accélération de $+0,1g V^*(t)$ et $-0,1g V^{**}(t)$.

(ii) Sources d'erreurs

Les problèmes engendrés par la double intégration numérique de l'accélération sont multiples. Quel que soit l'appareil de mesure utilisé, le signal délivré n'est pas constant et fluctue autour d'une valeur moyenne (Suárez et al. 1999). Ces perturbations sont de deux ordres correspondant à des effets à court terme et à long terme. Le bruit de fond à court terme est généralement d'origine électronique et provient du système de capteur, du détecteur ou de l'amplificateur. Sa fréquence est supérieure à celle du phénomène observé. Le bruit de fond à long terme est composé de perturbations de type *baseline*. La Figure 5-19 montre les deux types d'erreur.

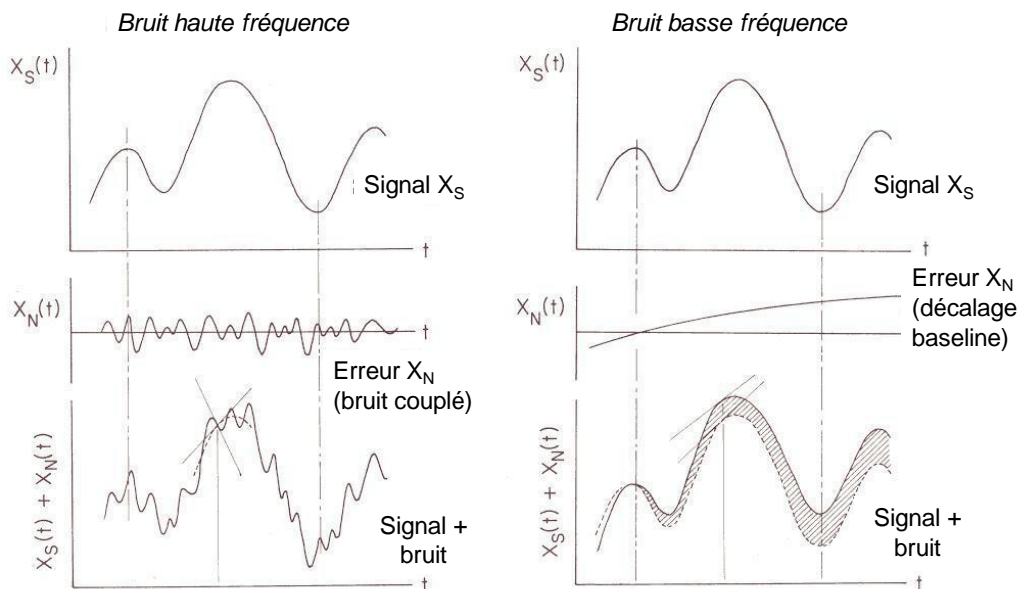


Figure 5-19. Erreurs habituelles liées aux enregistrements temporaires (a) bruit électrique haute fréquence et (b) bruit basse fréquence (Hudson 1979).

Les deux types d'erreurs sont importants et doivent être soigneusement contrôlés. La double intégration de l'accélération nécessite de minimiser les erreurs commises notamment en basse fréquence. Ainsi il est nécessaire d'appliquer des filtres numériques sur le signal qui permet de

faire ressortir le phénomène observé dans les basses fréquences, qui sont les plus énergétiques et donc les plus intéressantes pour notre analyse.

(iii) Proposition d'une chaîne de traitement

On détaille ici de manière succincte la chaîne de traitement des signaux d'accélération $a(t)$ au niveau de la tête de battage. Il n'est pas question ici de détailler la description du traitement réalisé mais de valider expérimentalement l'algorithme de dépouillement des signaux. Le lecteur intéressé pourra trouver une explication détaillée de cette procédure de dépouillement de signaux dans (Hudson 1979) et (Arraigada et Partl 2006).

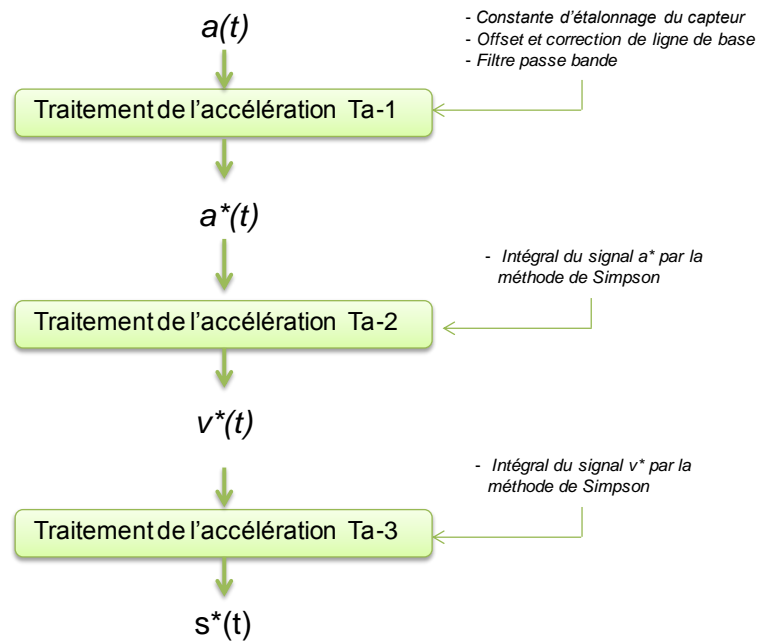


Figure 5-20. Schéma explicatif de la méthode de correction du signal d'accélération en fonction du temps $a(t)$

(iv) Validation de la méthode de calcul de l'enfoncement

Des essais pénétrométriques à faible profondeur (~ 1m) réalisés en laboratoire dans une cuve ont été réalisés avec le PANDA 2 et le PANDA 3. Le massif de sol contenu dans la cuve est constitué de sable dans un état de densité homogène.

La validation est réalisée par comparaison entre les profondeurs mesurées par le codeur du PANDA 2 et celle obtenues par double intégration du signal d'accélération mesuré pour chaque impact avec le PANDA 3 (Figure 5-21. a).

La Figure 5-21.b montre les résultats obtenus pour l'ensemble des impacts réalisés. On constate une bonne corrélation entre les mesures réalisées par le biais de l'accéléromètre et celles obtenues à partir du codeur PANDA 2 (Figure 5-21.c). L'écart moyen a été calculé à partir de l'équation suivante :

$$E_s = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} \left(\frac{S_{(PANDA\ 3)} - S_{(PANDA\ 2)}}{S_{(PANDA\ 2)}} \right)_i \quad \text{Équation 5-3}$$

L'écart moyen constaté est de 1,6 % et met en évidence la fiabilité des résultats obtenus.

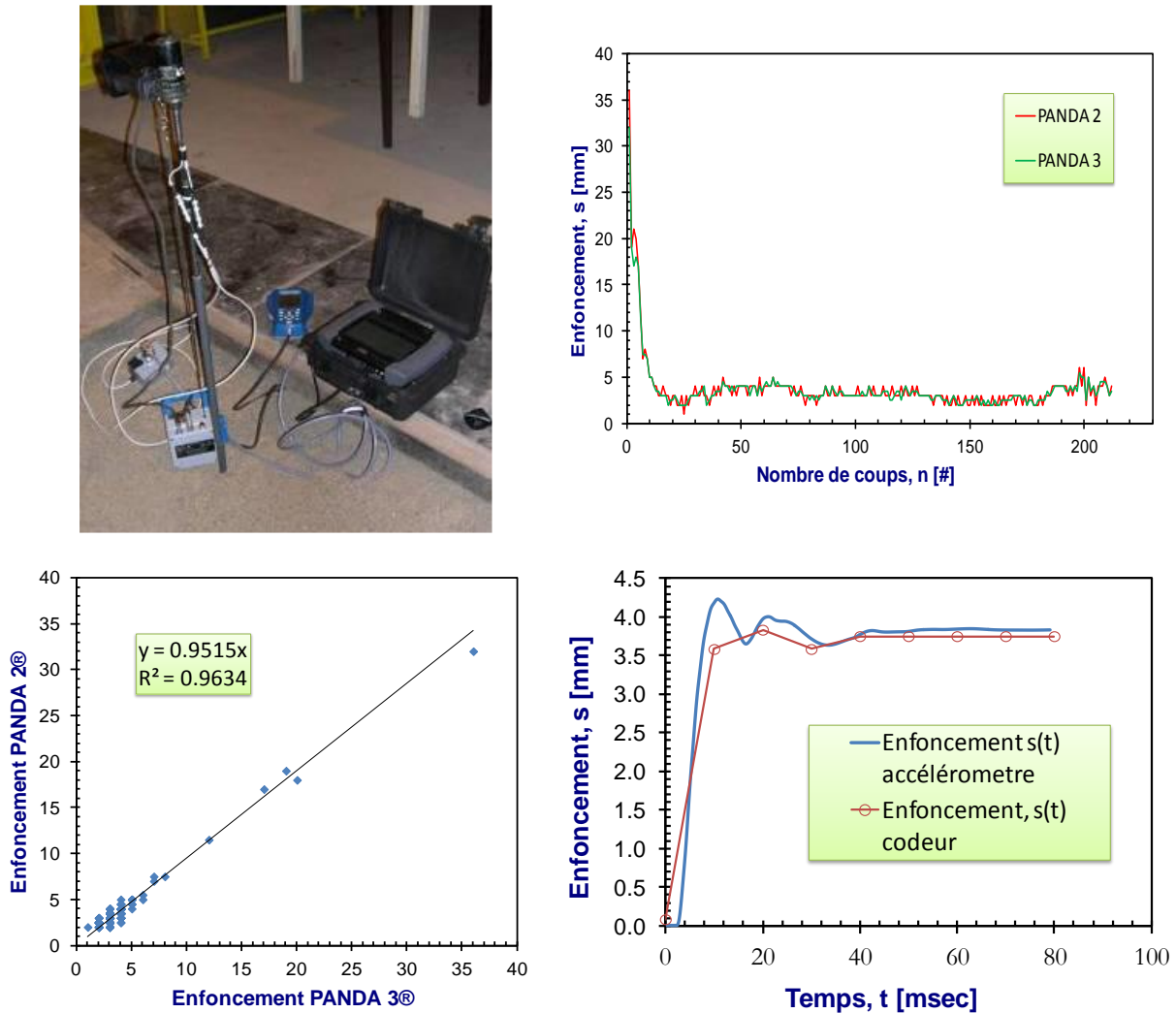


Figure 5-21. (a) Ensemble PANDA 2 et maquette PANDA 3 dans la fosse de sable d'Allier, (b) comparatif des enfoncements mesurés à l'aide du PANDA 2 et du PANDA 3, (c) corrélation entre les deux moyens de mesures (d) exemple de mesure entre l'enfoncement calculé par la double intégrale de l'accélération et l'enfoncement mesuré par le codeur.

Enfin, la Figure 5-21.d montre les courbes de l'enfoncement en fonction du temps $s(t)$ obtenues pour un coup de marteau, donnée obtenue avec chacun des 2 dispositifs de mesure. On obtient une très bonne correspondance entre les deux dispositifs.

(v) Bilan

La validation des mesures réalisées avec la nouvelle chaîne de traitement a été vérifiée par le biais des essais comparatifs avec le PANDA 2. Nous avons ainsi vérifié principalement les mesures réalisées à l'aide de l'accéléromètre installé. Pour ce faire nous avons confronté les enfoncements mesurés pour chaque appareil. Les résultats montrent que l'utilisation d'un tel accéléromètre permet de calculer l'enfoncement par double intégration avec une précision de l'ordre de 1,6 % dans une gamme d'enfoncement de 2 à 35 mm.

c) Filtrage des signaux en pointe

Les signaux de force $F_p(t)$ et de déplacement $s_p(t)$ en pointe ont été filtrés afin d'interpréter et d'exploiter correctement la courbe charge-enfoncement et de définir un protocole d'analyse du signal « standardisé » et constant. Différents filtres sont appliqués et le choix de la fréquence de coupure est établi à partir des conditions aux limites de l'essai concernant la longueur du train de tiges.

(i) Problématique

Les informations contenues dans les signaux enregistrés représentent la réponse des caractéristiques de l'outil - onde engendrée par l'impact et longueur du train de tige - et du sol. On présente ici l'influence de ces paramètres sur la courbe charge-enfoncement. L'analyse est réalisée dans le domaine fréquentiel afin d'identifier et dissocier les vibrations liées au sol et celles du pénétromètre (longueur du train de tige). Les caractéristiques de l'onde engendrée par l'impact restent ici constantes et sont les mêmes que celles décrites dans la section précédente.

- Influence de la longueur du train de tiges

L'influence de la longueur de tige L_t sur l'interprétation de la courbe charge-enfoncement a été évaluée sur un sondage pénétrométrique mené jusqu'à une profondeur de 4 m. La Figure 5-22 présente quelques exemples de courbes de charge-enfoncement classées en fonction de la longueur du train de tiges de 1, 2 et 3 m.

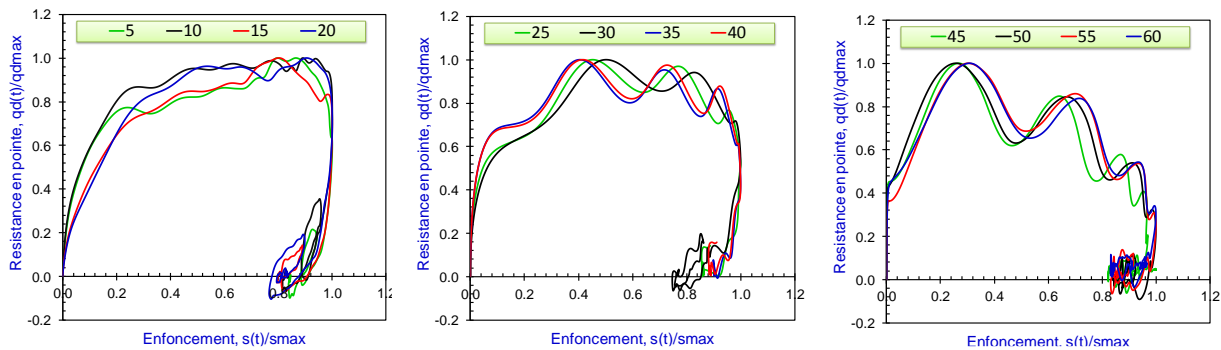


Figure 5-22. Courbes charge-enfoncement obtenues pour des longueurs de train de tiges de (a) 1 m, (b) 2 m et (c) 3 m.

On remarque qu'à partir de 3 m, l'interprétation de la courbe se complique à cause de vibrations induites sur la courbe par la longueur du train de tige. L'analyse des signaux dans le domaine fréquentiel est réalisée par le biais de l'accélération $\alpha(\omega)$. Cette fonction de transfert est utilisée pour analyser les vibrations des systèmes mécaniques soumis à des sollicitations dynamiques (Paquet 1968). L'accélération est calculée comme le rapport entre les modules complexes de l'accélération $A(\omega)$ et de force $F(\omega)$:

$$\alpha = \frac{|A(\omega)|}{|F(\omega)|} \quad \text{Équation 5-4}$$

La courbe de variation d'accélération en fonction de la fréquence est présentée sur la Figure 5-23. On remarque tout d'abord que le signal peut être scindé en 2 parties : une première partie (pour les basses fréquences) où l'accélération varie de façon quasi-continue et une seconde partie (hautes fréquences) où l'accélération est beaucoup plus variable. Ces deux parties sont séparées par une valeur d'accélération constituant un minimum local. On constate également que lorsque la longueur du train de tiges augmente, les vibrations du système migrent depuis les hautes fréquences vers les basses fréquences du spectre porteuses de l'information concernant le sol.

Il est donc nécessaire de dissocier les vibrations contenues dans les signaux afin de faire ressortir le phénomène observé dans le domaine des basses fréquences correspondant au sol et ainsi améliorer la courbe charge-enfoncement.

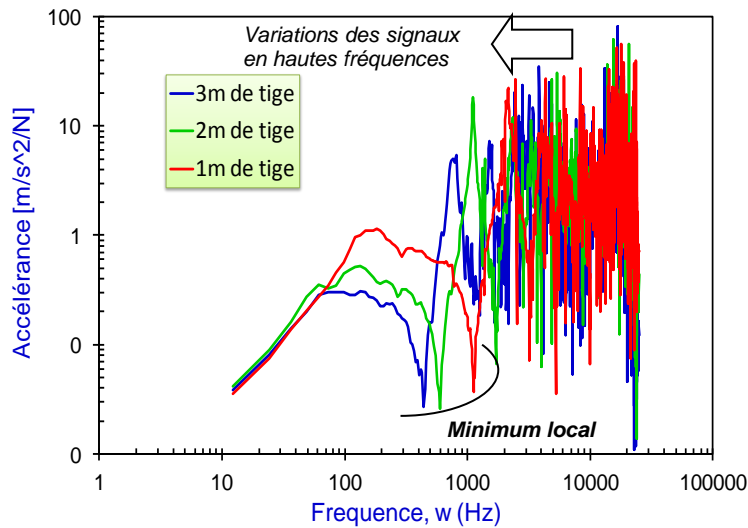


Figure 5-23. Courbes d'accélération pour trois longueurs de tiges.

Par conséquent, il est nécessaire de définir une fréquence de coupure au-delà de laquelle le signal ne sera pas pris en compte. De même, cette fréquence devra être adaptée en fonction de la longueur du train de tige afin d'automatiser le calcul.

(ii) Méthodologie et exemple d'application

A partir de ces observations, une méthodologie de filtrage des signaux a été proposée en fonction de la longueur du train tiges. La démarche consiste à repérer dans la courbe d'accélération la partie où commencent les hautes fréquences mise en évidence par la valeur du minimum local et appliquer le filtrage des signaux.

Pour valider cette méthodologie nous avons filtré les signaux avec différentes fréquences de coupure puis analyser les variations des paramètres extraits de la courbe charge-enfoncement ainsi obtenue. Des filtres passe-bas sont utilisés ; ils sont centrés sur les fréquences suivantes : $f_1 = 2000$ Hz, $f_2 = 1000$ Hz, $f_3 = 800$ Hz, $f_4 = 600$ Hz, $f_5 = 400$ Hz, $f_6 = 200$ Hz, $f_7 = 100$ Hz (Figure 5-24.a).

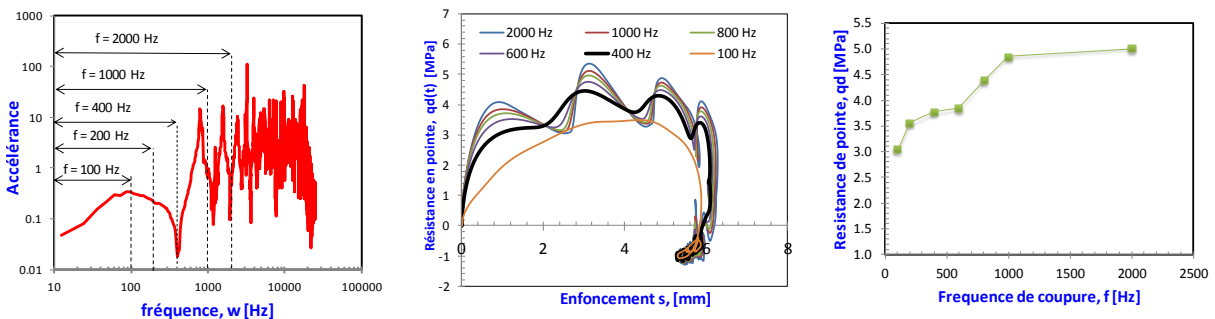


Figure 5-24. Sondage expérimental réalisé avec 3 m de tige : a) obtention de la courbe d'accélération, b) signal temporel charge-enfoncement pour différentes fréquences de coupure et c) évolution de la résistance de pointe q_d en fonction des fréquences de coupure.

La Figure 5-24.b montre les courbes charge-enfoncement obtenues pour les différentes fréquences de coupure pour une longueur de tige de 3 m. On remarque qu'en deçà d'une fréquence de coupure de 400 Hz (valeur de minimum local observé), la courbe devient plus facilement exploitable puisque les oscillations ont été largement diminuées. Toutefois, pour une fréquence de coupure de 100 Hz, l'allure de la courbe charge-enfoncement se dégrade.

La Figure 5-24.c fournit l'évolution de la résistance de pointe q_d (Équation 4-11) en fonction de la fréquence de coupure. On constate que la résistance de pointe q_d diminue lorsque la fréquence de coupure diminue mais qu'au dessus d'une valeur de 1000 Hz, elle reste relativement stable.

Cette méthodologie ainsi a été appliquée sur l'ensemble du sondage réalisé jusqu'à une profondeur de 4 m et a montré une amélioration significative de l'exploitation de la courbe charge enfoncement. De même il a été constaté que pour chaque longueur de tige la valeur de minimum local est constante et donc il est possible d'automatiser le filtrage en fonction de la longueur de tige. Ainsi les valeurs de fréquence de coupure retenue pour les différentes longueurs de tiges sont : 1 m = 1000 Hz, 2 m=600 Hz, 3 m = 400 Hz, 4 m = 350 Hz.

(iii) Bilan

L'analyse en domaine fréquentiel des signaux permet d'identifier et d'isoler l'information significative contenue dans le signal enregistré. La réponse dans le domaine des hautes fréquences correspondant à l'appareil peut être supprimée et l'interprétation de la courbe charge enfoncement en pointe améliorée. Le choix de la fréquence de coupure a été fait en fonction des conditions de l'essai (longueur du train de tiges). Même si cette étude a été réalisée sans la considération de la compacité du sol, il est important de remarquer que les conditions aux limites dans un système encastré ou libre (pénétrömètre dans un sol très raide ou dans un sol mou) viennent changer les fréquences propres de vibrations du système. La figure suivante illustre le schéma de la chaîne de traitement des signaux de force $F(t)$ et d'accélération $a(t)$ que nous avons appliquée dans la suite (Figure 5-25).

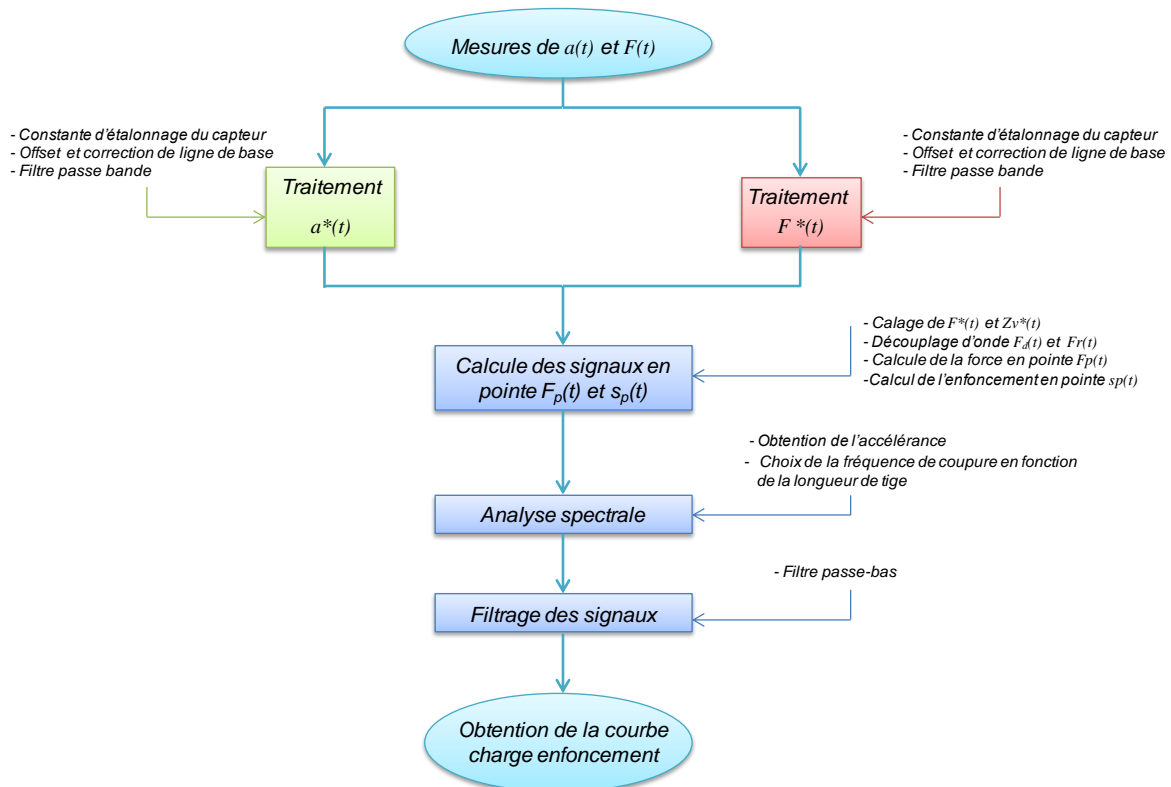


Figure 5-25. Schéma de la chaîne de traitement des signaux de $a(t)$ et $F(t)$.

Chapitre 6 : Etude en moule de calibration

6.1. Introduction

Une campagne d'essais au laboratoire dans un moule de calibration a été réalisée afin de :

- valider les résultats obtenus pour l'exploitation de la courbe σ_p-s_p du PANDA 3 (paragraphe § 4.3.1),
- vérifier la sensibilité des résultats par rapport à la nature et à l'état des sols,
- confronter les résultats obtenus avec des essais classiques (essai œdométriques, triaxiaux...).

Cette opération est effectuée avec des matériaux granulaires et fins.

Dans un premier temps, on décrit le protocole expérimental permettant de comparer les résultats obtenus avec le PANDA 2 et avec le PANDA 3.

Dans un deuxième temps, nous exposons les résultats obtenus à partir de l'analyse des mesures dynamiques réalisées lors du battage. Le but étant d'avoir les différents paramètres dynamiques du sol selon la méthode d'exploitation exposée dans le chapitre précédent.

Enfin, on propose la corrélation entre les différents paramètres obtenus à partir de l'analyse des données pénétrométriques et de la courbe de chargement dynamique. L'objectif est d'identifier la variation des paramètres de déformation et de résistance mesurés selon la nature et l'état du sol testé.

6.2. Description des expériences

Différents types de sol ont été testés. Pour chaque échantillon étudié, des essais de pénétration ont été réalisés. Pour chaque impact du marteau, nous avons enregistré les mesures dynamiques de force et accélération. L'analyse des signaux s'appuie sur la méthodologie présentée dans le chapitre précédent permettant d'obtenir la courbe contrainte-enfoncement en pointe. Parmi tous les sols testés, dont le détail des résultats est donné dans les [Annexes A et B](#), seuls seront présentés ici les exemples les plus significatifs.

Par ailleurs, pour ce qui concerne les essais en laboratoire, nous nous sommes appuyé largement des travaux réalisés par ([Llanca-Vargas 2014](#)) afin d'effectuer des analyses comparatives avec les paramètres extraits du PANDA 3.

6.2.1. Les sols étudiés

Ils sont classés en fonction de leur nature granulométrique et leur sensibilité à l'eau dans deux familles distinctes ([Figure 6-1](#)) :

- les sols granulaires : sable d'Allier et sable d'Hostun,
- les sols fins : limon CNR et argile de Laschamps.

Ces sols présentent des comportements mécaniques différents permettant d'étudier la sensibilité de la méthode d'exploitation de la courbe contrainte-enfoncement.

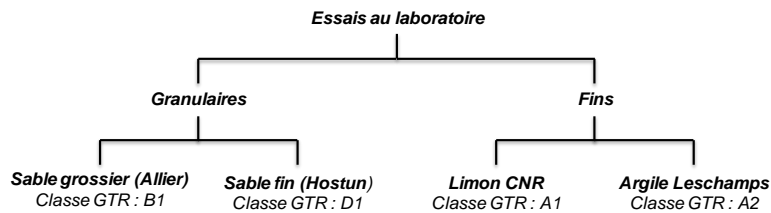


Figure 6-1. Les sols testés au laboratoire.

Différents essais d'identification ont été réalisés pour identifier chacun des sols étudiés. Des essais triaxiaux à pression de confinement égale à 50 kPa ont également été réalisés sur le sable d'Allier à même densité que les échantillons utilisés pour réaliser les essais pénétrométriques. Un module tangent initial noté E_{triaxial} en a été déduit. Les résultats sont présentés dans le [Tableau 6-1](#).

Caractéristiques	Sable d'Allier (GTR : B1 - USCS : SP)							Sable d'Hostun (GTR : D1 - USCS : SP)		
$D_{\text{max}}/2\text{mm}/80\mu\text{m}/\text{IP}$	2,62 mm / 88,3 % / 3,2 % / NP							0,63 mm / 100 % / - / NP		
$\gamma_{\text{OPN}} ; W_{\text{OPN}}$	17,07 kN/m ³ ; 7%							15,6 kN/m ³ ; 5,5 %		
éprouvettes	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
w (%)	0,8	0,8	10	10	10	14,6	14,6	0,6	0,6	0,6
γ_d (kN/m ³)	16,1	16,8	15,3	16,7	18,2	16,2	16,5	14,0	14,2	14,5
I_D (%)	27	57	12	52	98	35	44	41	47	60
$q_d \text{ Pda2}$ (MPa)	2,1	10,8	1,5	8,3	42,7	2,4	4,6	1,1	4,0	9,7
E_{triaxial} (MPa)	2,9	11,2	-	-	-	4,1	6,3	-	-	-
E_{oed} (MPa)	28,1	97,6	33,5	59,7	110	37	57,6	57,0	84,0	95,6

Caractéristiques	Limon CNR (GTR : A1 - USCS :)			Argile Laschamps (GTR : A2 - USCS : ML)					
$D_{\text{max}}/2\text{mm}/80\mu\text{m}/\text{IP}$	0,17 mm / 100 % / 83,2 % / 3,3 %			0,08mm / 99,3% / 96,3% / 15,1% (W_L : 42,7%)					
$\gamma_{\text{OPN}} ; W_{\text{OPN}}$	18,07 kN/m ³ ; 14,2 %			18,08 kN/m ³ ; 15,8%					
éprouvettes	1	2	3	1	2	3	4	5	6
w (%)	10	10	10	0,6	0,6	0,6	15,38	15,61	19,1
γ_d (kN/m ³)	16,2	17,5	18,6	15,7	16,7	17,4	16,6	17,4	16,7
%OPN	84	90	94	87	92	96	92	96	93
$q_d \text{ Pda2}$ (MPa)	5,4	14,8	49,2	12,0	33,9	61,0	1,9	2,8	1,2
E_{oed} (MPa)	5,5	27,2	112	1,5	38,1	63,5	24	36	17,6

Tableau 6-1. Synthèses des essais réalisés pour chaque matériau étudié (Llanca-Vargas 2014).

6.2.2. Protocole d'essai

Les essais ont été réalisés dans un moule de calibration composée d'un cylindre en acier de 375 mm de diamètre et 800 mm de hauteur ([Figure 6-2](#)). Diverses éprouvettes ont été réalisées en faisant varier la densité γ_d et la teneur en eau w ([Tableau 6-2](#)).

Le compactage des éprouvettes est réalisé à l'aide d'un vérin et selon la procédure décrite par ([Chaigneau 2001](#)). Lors du compactage, des essais de chargement de type œdométrique (absence de déformation latérale) ont été réalisés selon la procédure décrite par ([Llanca et al. 2011](#)). L'exploitation des courbes de chargement de type œdométrique a permis de déterminer un module de déformation correspondant au module de type œdométrique E_{oed} ainsi qu'un module élastique en décharge E . Ceux-ci sont également donnés dans le [Tableau 6-1](#).

Une fois les éprouvettes confectionnées, trois essais de pénétration sont réalisés dont 2 avec le pénétromètre PANDA 2 et 1 avec le pénétromètre PANDA 3 (Figure 6-2.c). Les essais PANDA 2 permettent d'obtenir les pénétrogrammes et valeurs de résistance de pointe ($q_{d\ Pda2}$) pour chaque degré de densité analysé (Tableau 6-1).

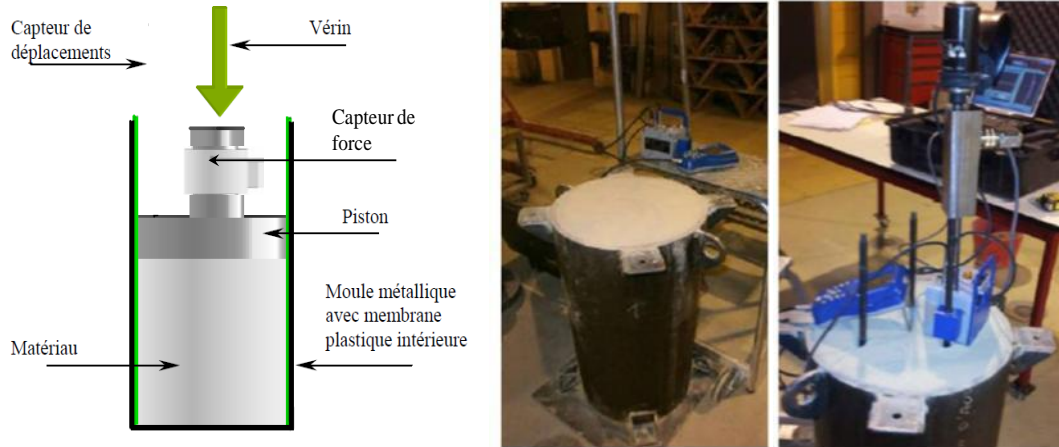
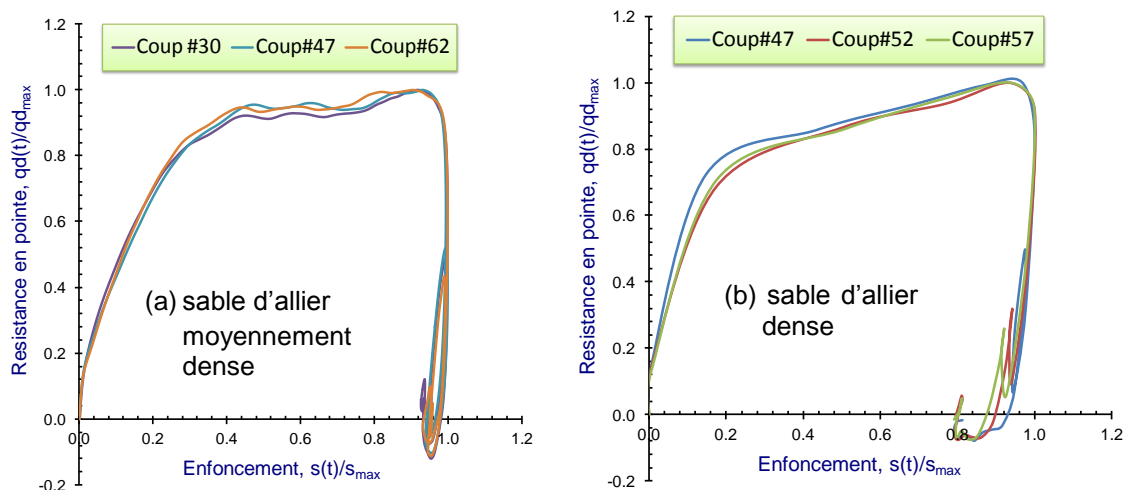


Figure 6-2. (a) essais de chargement de type œdométriques lors du compactage, (b) éprouvette compactée et (c) réalisation des essais PANDA 3.

L'un des points faibles de la procédure est le risque de sur-compactage et d'hétérogénéité du matériau dans l'échantillon. En effet, lors du compactage par couches successives, une partie de l'énergie se transmet aux couches inférieures déjà compactées. Toutefois, les essais pénétrométriques permettent de contrôler l'homogénéité et d'éliminer les échantillons dans lesquels un problème serait identifié.

6.2.3. Exemple de résultats

Un exemple de courbes obtenues lors d'un essai pour quatre éprouvettes différentes est présenté sur la Figure 6-3. Les valeurs de contrainte sur la pointe σ_p et d'enfoncement s_p sont normalisées par rapport à la contrainte maximale σ_{p-max} et à l'enfoncement maximal s_{p-max} de chaque coup.



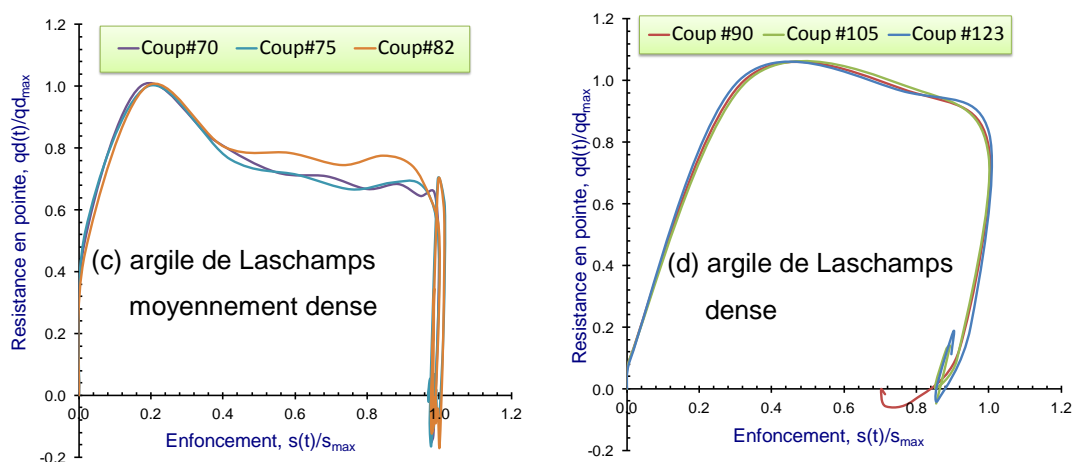


Figure 6-3. Courbes σ_p - s_p obtenues pour du Sable d'allier (a) $\gamma_s = 16,26 \text{ kN/m}^3$, $w = 14,6 \%$, (b) $\gamma_s = 16,83 \text{ kN/m}^3$, $w = 0,8 \%$ et pour de l'Argile de Laschamps (c) $\gamma_s = 16,72 \text{ kN/m}^3$, $w = 19,15 \%$ et (d) $\gamma_s = 17,43 \text{ kN/m}^3$, $w = 0,6 \%$.

On remarque que les courbes charge-enfoncement sont répétitives et caractéristiques de chaque sol testé. De plus, on constate que l'allure des courbes est sensible à l'état du sol. Ainsi :

- pour le sable d'Allier : la courbe σ_p - s_p devient presque asymptotique avec l'augmentation de la densité et le retour élastique augmente avec la densité (Figure 6-3.a,b),
- pour l'argile de Laschamps : la forme des courbes σ_p - s_p est sensible à l'état hydrique du sol. Pour sol très humide (Figure 6-3.c), la contrainte augmente très rapidement jusqu'au pic σ_{p-max} , puis chute à même vitesse vers la valeur résiduelle. Le pic est moins marqué lorsque le sol est sec et plus dense (Figure 6-3.d).

Pour chaque éprouvette, les courbes σ_{p-max} sont exploitées automatiquement selon la procédure citée au paragraphe § 4.3.1. Les paramètres obtenus sont représentés en fonction de la profondeur (Figure 6-4).

On présente ici les courbes obtenues pour deux éprouvettes de sable d'Allier à différents états de densité (D_1 et D_2). On constate que l'ensemble des paramètres calculés est sensible à la densité du milieu. De plus, on observe une bonne correspondance entre les valeurs de la résistance de pointe obtenues pour le PANDA 3 $q_{d P3}$ et celle calculée à l'aide du PANDA 2 avec la formule des Hollandais.

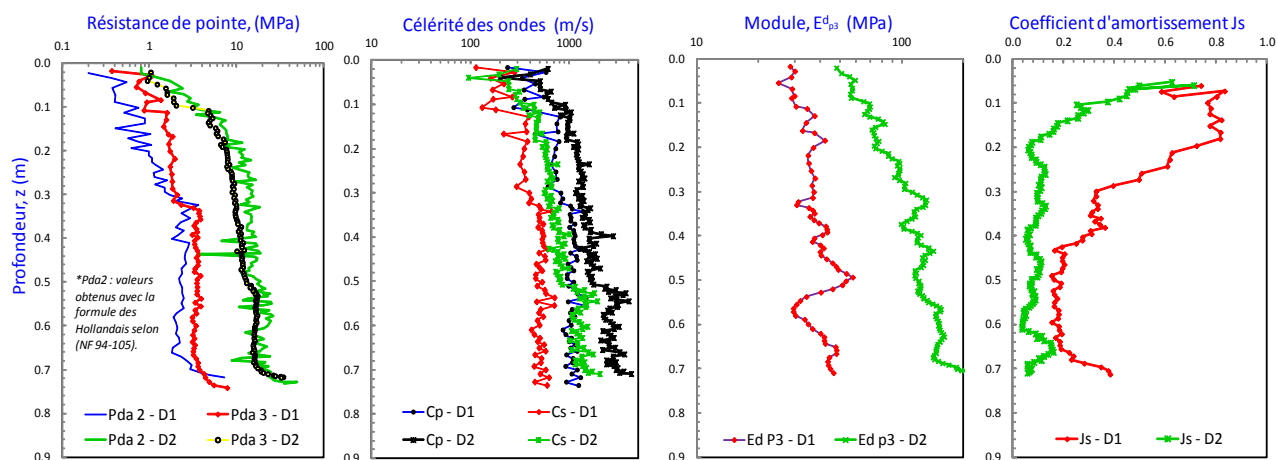


Figure 6-4. Résultats PANDA 3 obtenus en moule d'étalonnage pour un sable d'Allier sec à 2 états de densité différents D_1 , D_2 .

6.2.4. Synthèse des résultats

Le **Tableau 6-3** synthétise les valeurs moyennes de chaque paramètre issu de l'exploitation des courbes σ_p - s_p . Cette moyenne est calculée pour une profondeur supérieure à la profondeur critique. On remarque une variation des paramètres en fonction de la nature et de l'état du sol. De même, l'ordre de grandeur des paramètres calculés, tel que les célérités des ondes c_p et c_s correspond bien aux valeurs proposées dans la littérature ([Shahrour et Gourvès 2005](#)).

épreuves	Sable d'Allier (GTR : B1 - USCS : SP)							Sable d'Hostun (GTR : D1 - USCS :)		
	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
w%	0,8	0,8	10	10	10	14,6	14,6	0,6	0,6	0,6
γ_s kN/m ³	16,1	16,8	15,3	16,7	18,2	16,2	16,5	15,7	16,6	17,4
Résultats Panda 3 (valeurs moyennes calculées pour chaque éprouvette)										
- q_{dP3} (MPa)	2,3	11	1,7	8,2	41,7	2,6	4,6	1	3,8	10,6
- c_p (m/s)	388	1039	398	801	3762	383	504	337	455	1730
- c_s (m/s)	188	568	212	428	2011	184	242	180	243	925
- E_{dP3}^d (MPa)	32	72	29	60	173	26	49	22	46	130
- J_s (Ns/m)	0,31	0,09	0,45	0,61	0,71	0,15	0,18	0,54	0,37	0,65

épreuves	Limon (GTR : A1 - USCS :)			Argile de Laschamps (GTR : A2 - USCS : ML)					
	1	2	3	1	2	3	4	5	6
w%	10	10	10	0,6	0,6	0,6	15,3	15,6	19,1
γ_s kN/m ³	16,2	17,5	18,6	15,7	16,6	17,4	16,6	17,4	16,7
Résultats Panda 3 (valeurs moyennes calculées pour chaque éprouvette)									
- q_d^{P3} (MPa)	4,3	13,8	42,7	11	32	61	1,5	3	4
- c_p^{P3} (m/s)	598	1206	4858	2380	6151	5775	597	989	1081
- c_s^{P3} (m/s)	317	645	2597	1145	2955	2773	286	475	519
- E_d^{P3} (MPa)	47	100	295	60	130	221	31	62	64
- J_s (Ns/m)	0,33	0,5	0,6	0,63	0,65	0,70	0,43	0,56	0,75

Tableau 6-3. Synthèse des résultats obtenus à l'aide du PANDA 3 dans un moule de calibration.

6.3. Analyse des résultats- établissement des corrélations

6.3.1. Résistance de pointe

Les résistances de pointe obtenue avec le PANDA 3 q_d^{P3} et avec le PANDA 2 q_d^{P2} à l'aide de la formule des Hollandais ont été confrontées. La comparaison de ces deux valeurs permet de juger de la fiabilité des mesures et aussi de la méthode d'exploitation de la courbe contrainte-enfoncement. Sur la **Figure 6-5** est représenté q_d^{P3} en fonction de q_d^{P2} . Le graphique montre un bon alignement des points. Une régression linéaire donne un rapport q_d^{P3}/q_d^{P2} de 1,05. On remarque également une plus grande dispersion pour des résistances de pointe supérieures à 30 MPa. Cette variation s'explique par l'erreur commise par la formule des hollandais concernant la proportion d'énergie élastique négligée dans le calcul : lorsque la résistance de pointe est élevée, l'enfoncement est plutôt faible, l'erreur commise est donc plus importante. Un enfoncement supérieur à 2 mm par coup permet de réduire l'erreur sur q_d à moins de 10% ([Chaigneau 2001](#)).

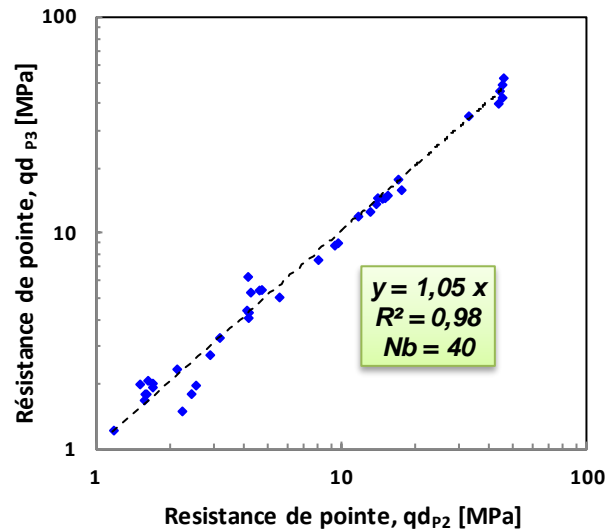


Figure 6-5. q_d PANDA 3 en fonction de q_d PANDA 2.

Ensuite, pour chaque courbe charge-enfoncement, la résistance statique de pointe R_s a été calculée à partir de l'enfoncement correspondant à une vitesse d'enfoncement nulle (paragraphe §4.3.1). On en déduit le rapport q_d^{P2}/R_s .

Pour les sols pulvérulents, le rapport R_s/q_d^{P2} est voisin de 0,98. L'erreur commise en assimilant la résistance de pointe mesurée au PANDA 2 avec la résistance statique R_s est donc très faible et voisine de 2 %.

Sol granulaires	Sable d'Allier			Sable d'Hostun		Ensemble des essais
	Lâche	Moyen	Dense	Lâche	Moyen	
R_s/q_{dP2}	0,97	1,00	0,95	0,98	0,99	0,98

Tableau 6-4. Rapport R_s/q_{dP2} pour les sols pulvérulents.

Pour les sols fins par contre, on trouve un rapport q_d^{P2}/R_s de l'ordre 0,66. L'erreur de l'assimilation de la résistance de pointe dynamique à la résistance statique est donc beaucoup plus importante dans ce cas (34 %).

Sol fins	Limon CNR	Argile Laschamps			Ensemble des essais
		0,6%	15%	19%	
R_s/q_{dP2}	0,62	0,75	0,62	0,65	0,66

Tableau 6-5. Rapport R_s/q_d^{P2} obtenu pour les sols cohérents.

6.3.2. Module pénétrométrique de déchargement

Les valeurs du module pénétrométrique de déchargement sont données sur la Figure 6-6 pour l'ensemble des sols testés. On remarque que le module pénétrométrique augmente avec la densité. De plus pour les sols cohérents, les matériaux plus secs présentent un module le plus important que les matériaux plus humides.

Chaque point des graphiques, correspond à une éprouvette.

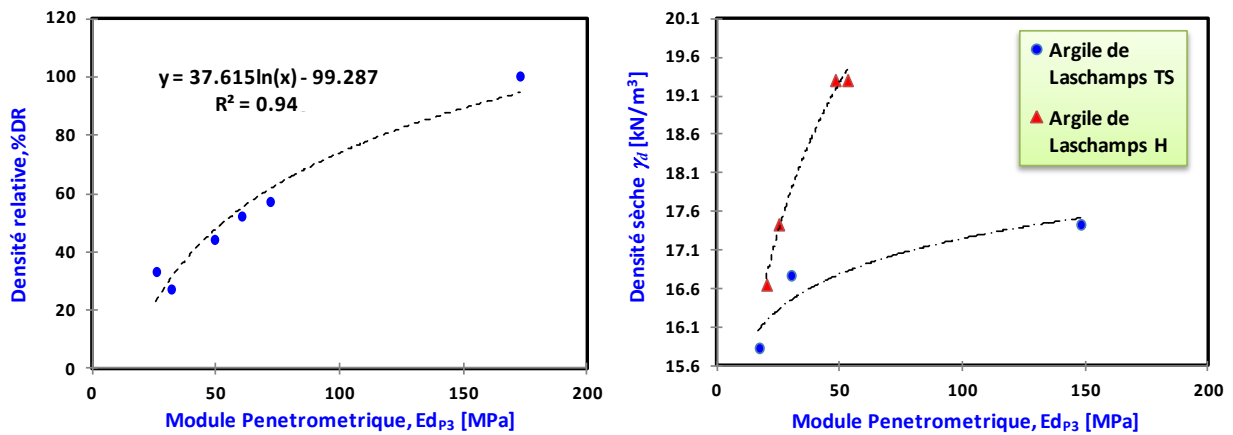


Figure 6-6. Relation entre le module pénétrométrique et la densité sèche (a) Sols pulvérulents et (b) sols cohérents.

Les modules E_{p3}^d sont comparés aux modules tangents initiaux obtenus par les essais triaxiaux E_{triax} (sable d'Allier) et de chargement de type œdométriques E_{oed} (Figure 6-7) :

- pour le sable d'Allier : on obtient une très bonne corrélation entre les modules E_{p3}^d , E_{triax} et E_{oed} (Figure 6-7.a),
- pour l'argile de Laschamps : la corrélation entre E_{p3}^d et E_{oed} est moins bonne (Figure 6-7.b).

Le caractère dynamique du chargement pénétrométrique et l'augmentation des pressions interstitielles qu'il induit pendant l'enfoncement du cône peut expliquer la mauvaise corrélation obtenue pour l'argile. De même, les valeurs de module E_{oed} obtenues lors du compactage des éprouvettes peuvent être perturbées par la création des surpressions interstitielles lors du chargement.

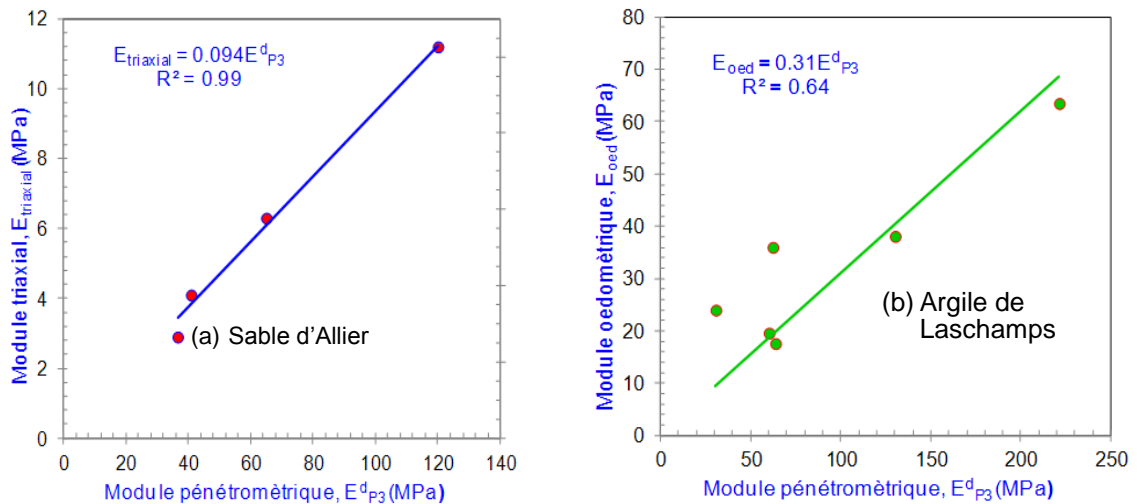


Figure 6-7. Corrélation entre les modules E_{p3}^d et les modules triaxiaux $E_{triaxial}$ et œdométriques E_{oed} pour (a) Sable d'Allier et (b) Argile de Laschamps (Benz et al. 2013).

6.3.3. Bilan

A partir des résultats de 19 éprouvettes sur des matériaux différents ([Llanca-Vargas 2014](#)), nous avons observé une évolution des paramètres extraits de la courbe charge-enfoncement en fonction de l'état de densité et de la teneur en eau du matériau. Des études comparatives entre les modules obtenus au pénétromètre et ceux obtenus à partir d'essais de chargement œdométriques ou triaxial ont montré une bonne corrélation pour le sable. Toutefois, pour le cas de l'argile, la corrélation est moins pertinente probablement du fait de l'augmentation des pressions interstitielles.

Conclusion

Dans le but de mettre au point l'ensemble des technologies nécessaires à la réalisation d'un appareil fiable et portable, une étude analytique, numérique et expérimentale a été réalisée.

Dans un premier temps nous avons exposé les éléments analytiques de base sur la propagation, la réflexion et la transmission de l'onde dans les tiges du pénétromètre. Ces éléments ont permis de valider la qualité des signaux recueillis expérimentalement lors du battage.

Par ailleurs, la modélisation numérique a permis de valider la technique de mesure du PANDA 3. En effet, la comparaison des résultats obtenus par le traitement des signaux enregistrés lors d'un impact à ceux obtenus par d'autres capteurs installés dans le modèle à l'interface pointe /sol a mis en évidence la bonne correspondance entre calculs et mesures au niveau de la pointe. Par ailleurs, la modélisation numérique a permis d'élucider l'allure de la courbe charge-enfoncement en fonction de l'état de confinement. Ainsi un faible confinement engendre une courbe présentant un pic de contrainte, alors qu'un fort confinement engendre une allure plutôt asymptotique.

Une étude paramétrique sur les caractéristiques de l'appareil a permis de bien caractériser l'onde de choc. L'étude comparative des différentes têtes de battage a montré une amélioration en termes de l'amplitude, de la durée de l'onde, de l'énergie transmise et par conséquent de l'efficacité du battage avec la tête de battage du PANDA 3. Les caractéristiques du marteau ont également été étudiées en vue d'augmenter la puissance possible de pénétration.

Un algorithme de traitement des signaux de force $F(t)$ et d'accélération $a(t)$ enregistrés en tête du pénétromètre a été mis au point. Il permet d'une part la correction des problèmes de dérive des signaux d'accélération mais également de filtrer les signaux afin d'améliorer l'interprétation de la courbe charge enfoncement. Les résultats des calculs d'enfoncement et de résistance de pointe réalisées avec le PANDA 3 ont été comparés avec les mesures réalisées à l'aide du PANDA 2, afin de valider la fiabilité des mesures et des calculs réalisés par la méthode d'exploitation de la courbe contrainte enfoncement.

Les essais pénétrométriques réalisés en chambre de calibration ont montré la bonne répétabilité des mesures ainsi que leur sensibilité aux conditions d'état du sol (densité et état hydrique). Pour le sable d'Allier, les modules obtenus calculés avec le pénétromètre sont bien corrélés à ceux obtenus à partir de l'essai triaxial. Pour l'argile, la corrélation est moins pertinente probablement à cause de l'augmentation des pressions interstitielles.

Le pénétromètre PANDA 3 est opérationnel, ses mesures sont répétables, fiables et sensibles au milieu ausculté. Toutefois l'exploitation de la courbe charge-enfoncement s'appuie sur un modèle de comportement satisfaisant mais très simplifié qui pourrait être amélioré. L'analyse de chaque courbe dans les domaines temporel ou fréquentiel peut donner accès à plus d'informations sur le matériau situé sous la pointe du pénétromètre.

Partie III

Étude comparative in-situ et application du PANDA 3

PREAMBULE	88
CHAPITRE 7 : ETUDE COMPARATIVE IN SITU	89
7.1. PRESENTATION DES SITES ET SONDAGES REALISES	89
7.2. RESULTATS PANDA 3	90
7.3. COMPARAISON DES PARAMETRES DE RESISTANCE	100
7.4. COMPARAISON DES PARAMETRES DE DEFORMATION : MODULE PRESSIOMETRIQUE ET MODULE PANDA 3	105
7.5. COMPARAISON DE LA VITESSE D'ONDES DE CISAILLEMENT : Vs MASW ET Cs PANDA 3	107
7.6. CONCLUSIONS	109
CHAPITRE 8 : APPLICATION DE LA TECHNIQUE DE MESURE AUX PENETROMETRES LOURDS TYPE DPSH : FAISABILITE DU GRYZZLY 3	111
8.1. CONTEXTE ET PROBLEMATIQUE DE L'ETUDE	111
8.2. MESURE DE L'ENERGIE LORS DU BATTAGE PENETROMETRIQUE	111
8.3. BILAN	115
CONCLUSION	116

Préambule

Dans le cadre des travaux de recherche et développement réalisés autour du pénétromètre PANDA 3, de nombreux essais au laboratoire ont été réalisés dans des conditions maîtrisées pour démontrer la faisabilité et la validité des résultats obtenus. Toutefois, très peu de tests ont été réalisés en conditions réelles pour valider son utilisation et sa fiabilité pour les problèmes géotechniques.

Il nous reste à évaluer la pertinence des résultats obtenus avec le PANDA 3 vis-à-vis des besoins des ingénieurs (calcul d'ouvrages, contrôle opérationnel ...). L'objectif de cette partie est ainsi d'évaluer les apports de la technique de mesure PANDA 3 à la reconnaissance des sols ainsi que la faisabilité de l'essai face aux contraintes imposées par le terrain.

Dans un premier chapitre, afin de valider les résultats obtenus avec le PANDA 3 et son utilisation dans des conditions réelles, une étude comparative des résultats obtenus avec d'autres techniques d'auscultation in situ a été réalisée sur un terrain expérimental et lors de campagnes d'essais en contexte ferroviaire ainsi qu'à partir d'études menées sur des barrages de résidus miniers.

Le second chapitre est consacré à l'extension de cette technique de mesure au cas des pénétromètres lourds. Ce chapitre permettra également de montrer l'intérêt de cette technique pour mesurer l'efficacité du battage d'un pénétromètre.

Chapitre 7 : Etude comparative in situ

7.1. Présentation des sites et sondages réalisés

Afin de valider les résultats obtenus au PANDA 3 et son utilisation en conditions réelles (au-delà de 3 m de profondeur), une étude comparative des résultats obtenus avec d'autres techniques d'auscultation a été réalisée. Dans ce chapitre, on présente les résultats obtenus sur trois campagnes expérimentales (Figure 7-1) :



Figure 7-1. Campagnes expérimentales réalisées avec le pénétromètre PANDA 3 – faisabilité de l'essai au contraintes imposées par le terrain : (a) site expérimental de Gerzat, (b) site ferroviaire de Vierzon et (c) barrage de résidus miniers au Chili.

- La première campagne a été réalisée sur un terrain expérimental mis à disposition par la mairie de Gerzat (63) dans le cadre du projet « Micropieux » (Sol-Solution - FNTF Université Blaise Pascal) (Calvente, 2014). Ce site a fait l'objet d'une campagne de reconnaissance géotechnique poussée au moyen de différentes techniques (CPTu, MASW, Pressiomètre PMT, PANDA 2, GRIZZLY ...). En outre, c'est à partir de cette base de données que diverses corrélations ont été proposées afin d'étudier la pertinence des résultats obtenus avec le PANDA 3.
- La deuxième campagne expérimentale a été réalisée sur trois sites ferroviaires situés à Vernouillet (78), Vierzon (18) et Thionville(57) et porte sur une étude comparative des essais PANDA 2, PANDA 3 et de la méthode sismique MASW (mesure des vitesses des ondes de cisaillement).
- Enfin la dernière campagne a été réalisée au Chili sur deux barrages de résidus miniers. L'intérêt de ce site a été de réaliser une étude comparative entre le PANDA 2 et PANDA 3 ainsi que d'évaluer la pertinence d'un tel essai pour l'étude du risque à la liquéfaction.

Par ailleurs, il faut souligner qu'outre la problématique géotechnique liée à chacun des sites étudiés (variabilité du terrain, problèmes dynamiques tel que liquéfaction dans le cas des barrages chiliens ...) et de l'information disponible sur ceux-ci, l'intérêt principal de ces sites pour notre étude est lié principalement à la nature et aux caractéristiques d'état des sols rencontrés. En effet, le site de Gerzat par exemple, étant un remblai, il présente une hétérogénéité assez forte en ce qui concerne la nature et l'état des sols présents (§ 7.2.1). Au contraire, les sites Ferroviaires de Vernouillet et de Thionville sont composés principalement par des remblais assez homogènes et moyennement compacts sur une hauteur d'environ 5 m (§ 7.2.2). En ce qui concerne le barrage minier Chilien et le site ferroviaire à Vierzon, les couches de sols présentes

sont le résultat d'un processus de compactage et la rigidité de celles-ci est variable en profondeur.

L'intérêt de réaliser des essais PANDA 3 dans ces sites, outre le fait de valider les résultats obtenus, est d'étudier la répétabilité et la sensibilité des mesures aux variations liées aux caractéristiques des terrains cités ci-dessus. Dans ce qui suit, on présente brièvement quelques exemples de résultats PANDA 3 obtenus pour chacun des sites. De même, pour chaque site étudié, une synthèse des appareillages employés, des caractéristiques du terrain, des couches traversées et de la quantité d'essais réalisés est présentée dans le [Tableau 7-1](#) ci-après.

	Site expérimental Gerzat (63)	Sites ferroviaires			Barrages de résidus miniers	
		Vernouillet (78)	Vierzon (18)	Thionville (57)	Omega (Chili)	Javito (Chili)
Essais réalisés	3 sondages PANDA 3					
	3 sondages PANDA 2	3 sondages PANDA 3	1 sondage PANDA 3	1 sondage PANDA 3	1 sondage PANDA 3	2 sondages PANDA 3
	3 sondages CPTu	3 sondages PANDA 2	1 sondage PANDA 2	1 sondage PANDA 2	1 sondage PANDA 2	2 sondages PANDA 2
	2 sondages pressiométriques PMT	1 sondage MASW	1 sondage MASW	1 sondage MASW	1 sondage PANDA 2	
	3 sondages MASW					
Profondeur moyenne PANDA 3	6,5 m	3,5 m	1,6 m	6,0 m	2,5 m	
Horizon géotechnique	(0 - 2 m) Argile sablo limoneuse (2 - 6 m) Argile avec passages de sable grossier (6 - 12 m) Argile marneuse (compacte) (> 12 m) Marne	(0 - 0,5 m) Grave sableuse (0,50 - 2,50 m) Limon-sableux (> 2,50 m) Sable limoneux	(0 - 0,3 m) Ballast sain (0,3-0,4m) Ballast Pollué (0,4 - 1,4 m) couche intermédiaire (>1,4 m) Plateforme Sable limoneux	(0-5,2 m) Remblai d'argile avec passage de blocs (>5,2 m) Argile compacte	(0 - 2,50 m) Matériau industriel sable fin compacté par couches	

Tableau 7-1. Synthèse des sondages géotechniques réalisés et caractéristiques des couches rencontrées dans les campagnes expérimentales.

7.2. Résultats PANDA 3

Tel qu'il a été présenté au préalable (§4.3.1) et compte tenu de la quantité importante d'information obtenue pour chaque essai et pour chaque impact du PANDA 3, dans ce qui suit on présente quelques exemples des résultats obtenus site par site. Ceux-ci sont présentés sous forme des courbes pénétrométriques (résistance de pointe, module, célérité ...) permettant d'évaluer l'hétérogénéité globale du sondage ainsi que des paramètres mesurés. De même, on expose quelques exemples des courbes charge-enfoncement obtenues pour divers impacts et différentes profondeurs. Afin de faciliter l'interprétation des courbes, celles-ci sont rassemblées pour chaque couche de sol rencontré pour chaque site.

7.2.1. Site expérimental de Gerzat

Sur la [Figure 7-2](#) il est présenté un plan d'implantation de l'ensemble d'essais réalisés sur ce site.

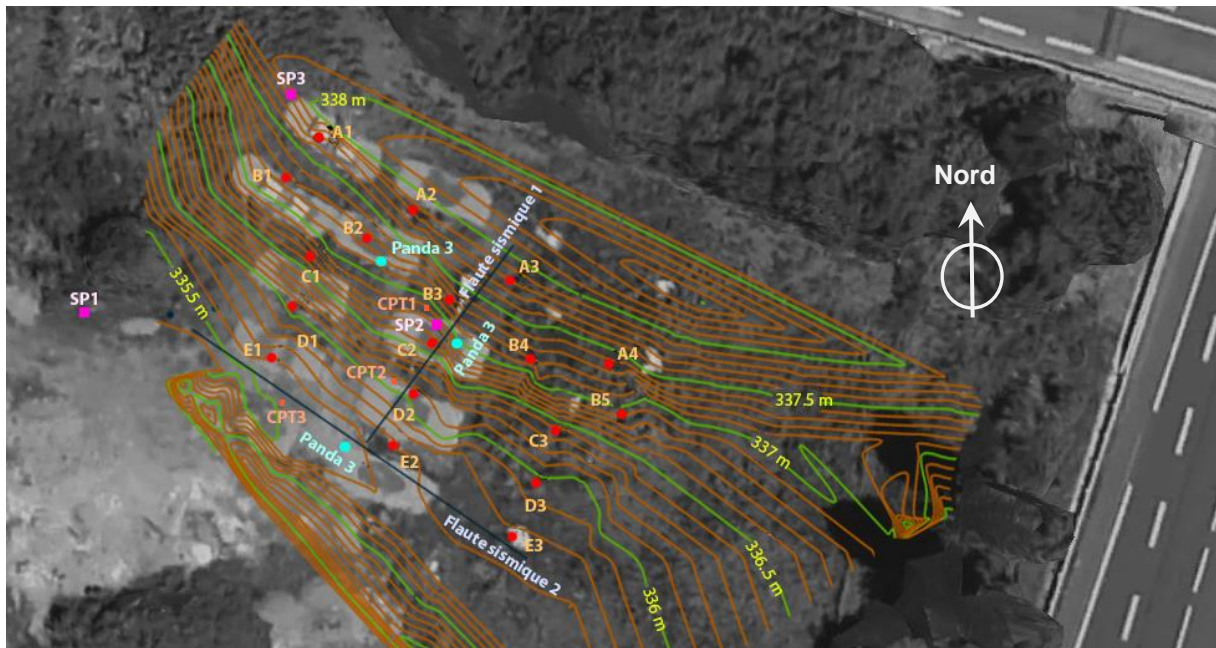


Figure 7-2. Schéma d'implantation de sondages - Site expérimental de Gerzat.

Sur la figure précédente, on note ainsi :

- SP : Sondage pressiométrique PMT,
- CPT : Sondage pénétrométrique statique hollandais (Cone Penetration Test),
- A, B, C, D, E : Micropieux construits dans le terrain. On dispose ainsi des sondages PANDA 2 à coté de chacun d'eux.

Afin de montrer la variabilité globale du site, sur la [Figure 7-3](#) on présente les pénétrogrammes de la résistance de pointe obtenue par le biais des sondages PANDA 2. Au total, 18 sondages ont été réalisés en différents points sur le terrain. Il est possible de remarquer à partir des résultats présentés qu'il existe effectivement une variabilité importante des résultats pénétrométriques dans le terrain sur le premier mètre. Celle-ci peut être liée à l'origine du terrain (hétérogénéité naturelle remblais routier ...), mais aussi au fait de la mise en place des diverses inclusions (micropieux) sur le terrain et pouvant perturber les conditions du terrain. Cette variabilité devrait être retrouvée dans l'ensemble des sondages PANDA 3 réalisés.

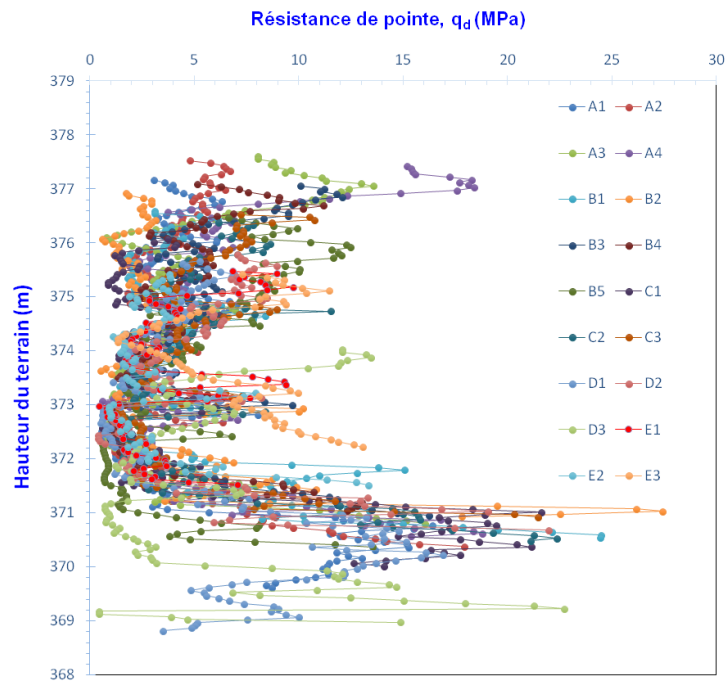


Figure 7-3. Signaux pénétrométriques de la résistance de pointe dynamique q_d obtenus avec le PANDA 2 (site expérimental de Gerzat).

Sur la Figure 7-4 on présente les résultats obtenus à l'aide du PANDA 3 où on trace en fonction de la profondeur la résistance de pointe, le module de déformation, la vitesse d'onde de cisaillement et le coefficient d'amortissement. De même, une représentation graphique des diverses horizons (couches de sols) est présentée à droite de la figure. L'essai en question concerne le point d'auscultation PANDA 3 vers le micropieu B2 (Figure 7-2) dont la profondeur atteinte est de 6,50 m. Il est possible de remarquer la sensibilité des mesures obtenues en fonction du sol rencontré. Les résultats PANDA 3 obtenus pour les autres 2 points de mesure sont présentés dans l'Annexe C.

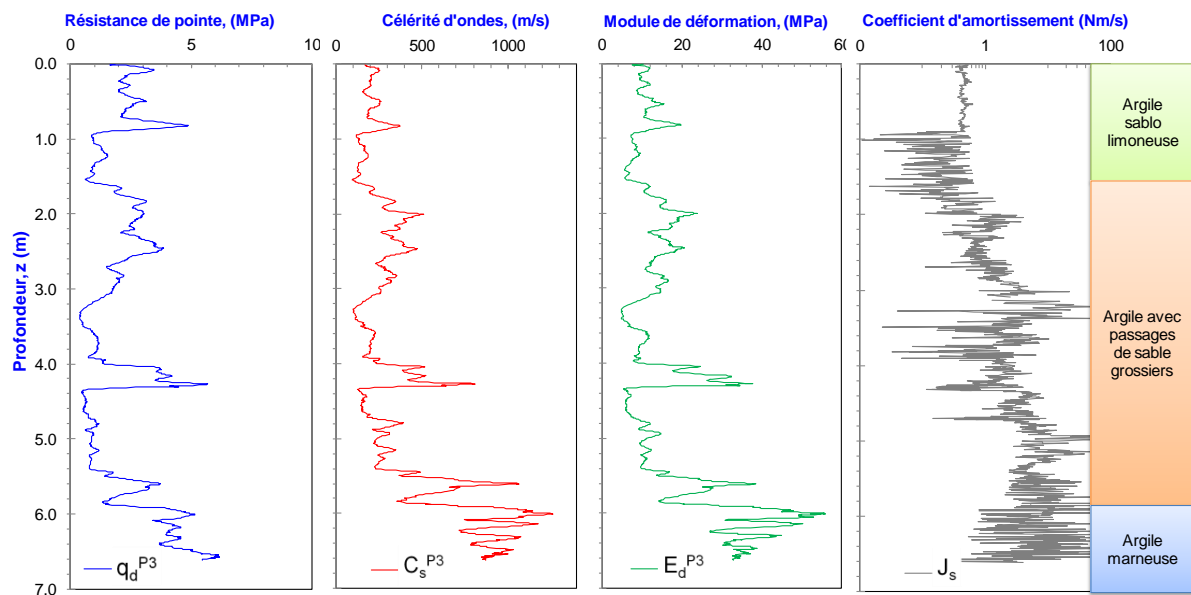


Figure 7-4. Résultats du PANDA 3 : (a) Résistance de pointe q_d^{P3} , (b) Module pénétrométrique E_d^{P3} , (c) Vitesse d'ondes de cisaillement C_s^{P3} et (d) coefficient d'amortissement J_s .

Sur la Figure 7-5, on présente quelques exemples de courbes charge-enfoncement obtenues pour différents impacts et pour les différentes couches de sols auscultées. Afin de faciliter la compréhension et la comparaison de ces courbes, les valeurs de résistance de pointe q_d et de l'enfoncement (s) ont été normalisées par la valeur maximale de résistance q_{max} ainsi que d'enfoncement s_{max} .

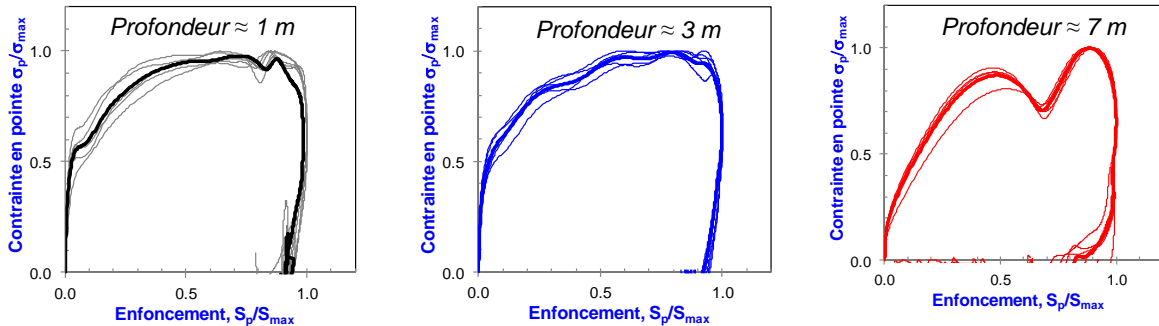


Figure 7-5. Courbes charge-enfoncement normalisées obtenues à Gerzat pour les différents couches : (a) Argile sablo limoneuse, (b) Argile avec passages de sable grossiers et (c) Argile marneuse (compacte). Sondage PANDA 3 vers le micropieu B2.

7.2.2. Sites ferroviaires : Vernouillet, Vierzon et Thionville

Comme pour le site de Gerzat, on présente dans ce qui suit quelques exemples de résultats PANDA 3 sous forme de pénétrogramme mais aussi des courbes charge-enfoncement regroupées selon les divers horizons de sols rencontrés.

Sur le site de Gerzat, 3 sondages PANDA 3 ont été réalisés (Tableau 7-1). Les résultats présentés sur la Figure 7-6 ci-dessous correspondent au sondage S-01. La profondeur atteinte par ce sondage est de 3,50 m. Comme il est possible de remarquer, à la différence d'autres sites, ces sondages ont été réalisés par paliers de mesures à différentes profondeurs. Cela était lié aux contraintes techniques au niveau de l'acquisition de mesures PANDA 3. Toutefois, outre la résolution en profondeur des mesures, cela ne devrait pas nuire à la qualité des résultats obtenus.

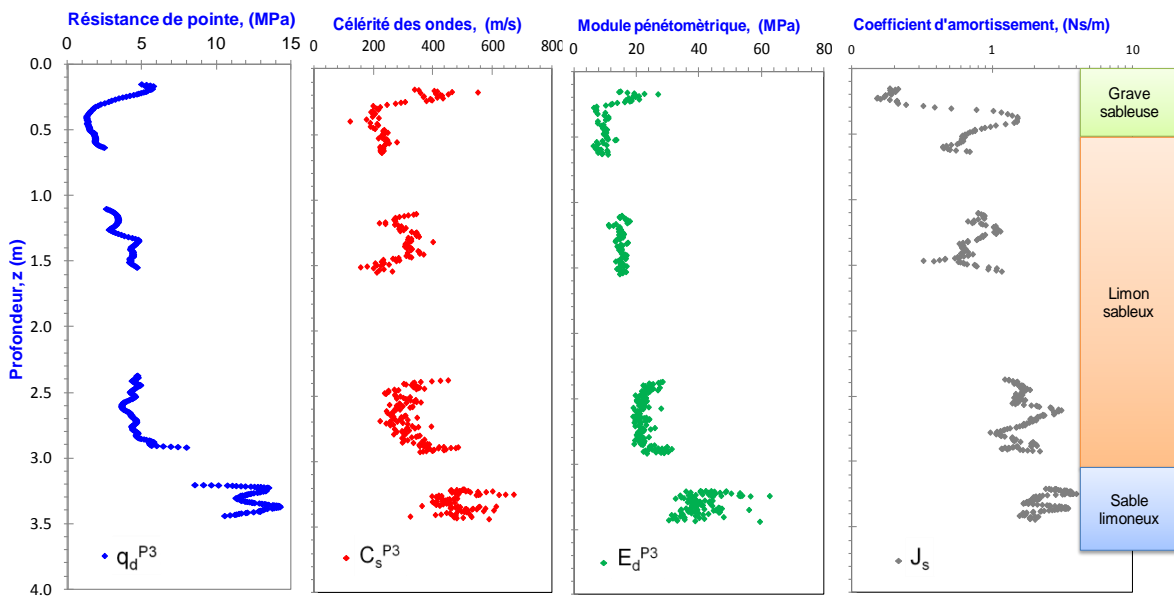


Figure 7-6. Résultats du sondage S-01 PANDA 3 à Vernouillet : (a) Résistance de pointe q_d^{P3} , (b) Module pénétrométrique E_d^{P3} , (c) Vitesse d'ondes de cisaillement C_s^{P3} et (d) coefficient d'amortissement J_s .

De même, sur la Figure 7-7 on présente quelques exemples de courbes charge enfoncement obtenues pour les trois couches rencontrées le long du sondage S-01 et à diverses profondeurs.

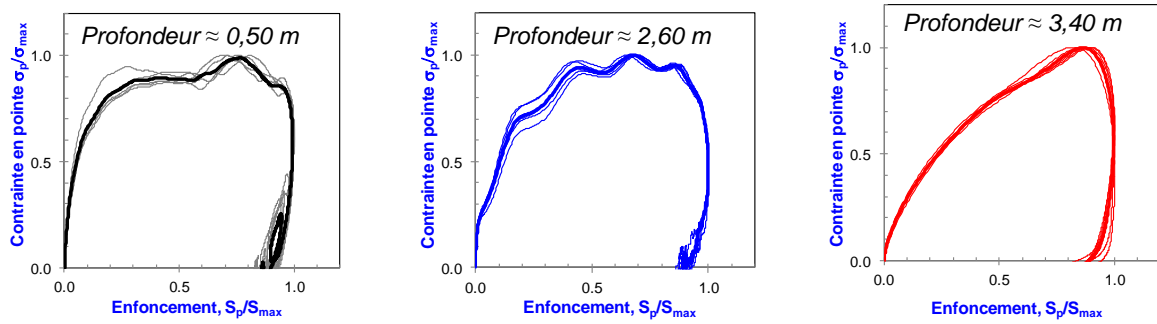


Figure 7-7. Courbes charge-enfoncement normalisées obtenues à Vernouillet pour les différents couches : a) Grave sableuse, b) Limon-sableux et c) Sable limoneux.

En ce qui concerne le site ferroviaire de Vierzon, sur la Figure 7-8, on présente le résultat de l'essai PANDA 3 réalisé sur l'axe de la voie 2. A partir des pénétrogrammes présentés, il est possible de remarquer la variabilité des résultats en fonction des couches traversées. Ces différentes couches (ballast-sain, ballast pollué, couche intermédiaire et plateforme) composant l'assise de la voie présentent de résistances de pointe et une rigidité assez variables. Cela permet d'identifier facilement les zones de transition d'une couche à l'autre.

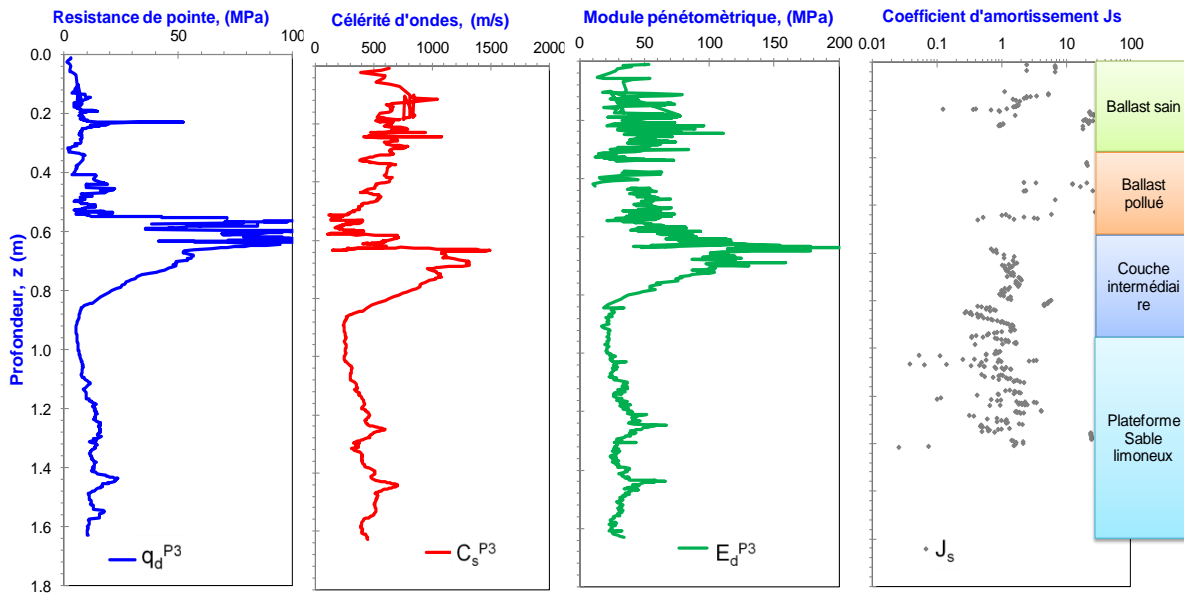


Figure 7-8. Résultats du sondage PANDA 3 à Vierzon : (a) Résistance de pointe q_d^{P3} , (b) Module pénétrométrique E_d^{P3} , (c) Vitesse d'ondes de cisaillement C_s^{P3} et (d) coefficient d'amortissement J_s .

Sur la Figure 7-9, on expose quelques exemples de courbes charge-enfoncement obtenues pour les différentes horizons rencontrés dans l'assise de la voie à Vierzon, à savoir : ballast-sain, ballast-pollué, couche intermédiaire et plateforme. Il est possible de remarquer la bonne répétabilité entre les courbes obtenues pour chacun des matériaux.

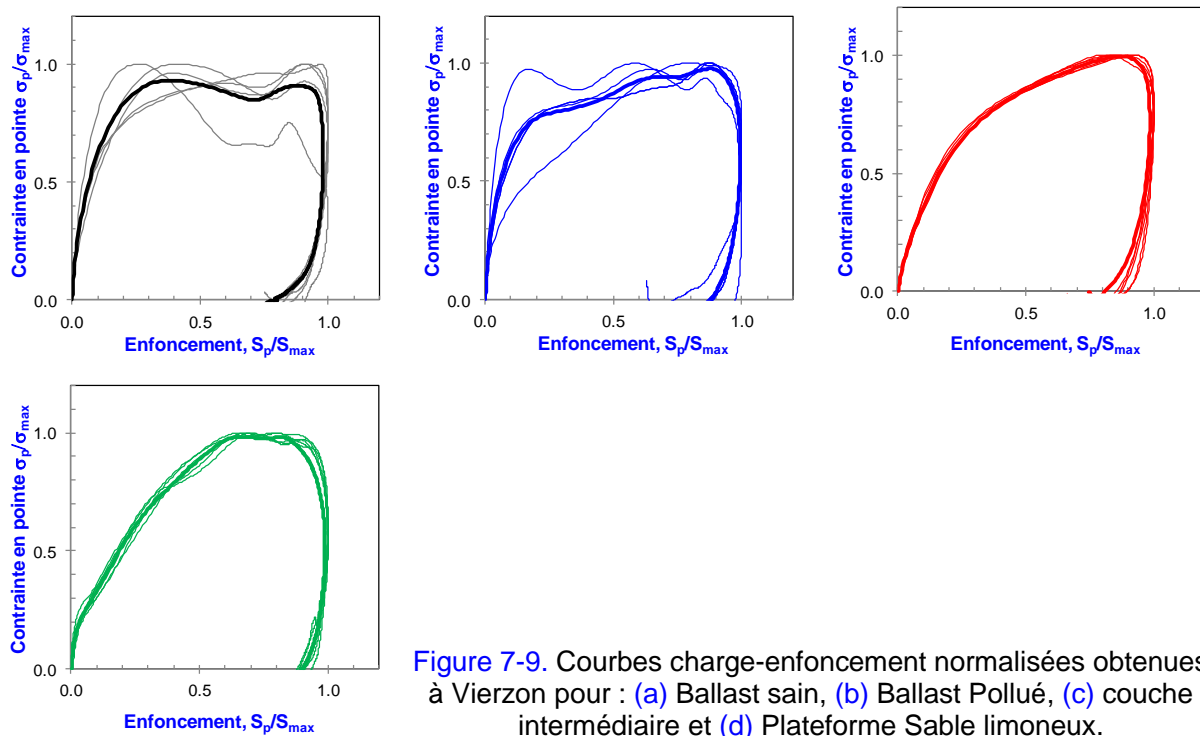


Figure 7-9. Courbes charge-enfoncement normalisées obtenues à Vierzion pour : (a) Ballast sain, (b) Ballast Pollué, (c) couche intermédiaire et (d) Plateforme Sable limoneux.

Il est possible de constater, à partir des courbes affichées, que la dispersion des courbes est plus importante dans le cas des sols à gros grains (ballast-sain et ballast pollué) que celle observée dans les courbes obtenues dans la couche intermédiaire et le sol en plateforme. De même l'allure moyenne de chacune des courbes (trait en gras) renseigne sur la différence dans le comportement effort-déformation de ces matériaux. Cela permet de montrer l'intérêt d'un tel essai.

Par ailleurs, dans le cas du site de Thionville, les résultats obtenus pour le sondage réalisé au niveau de la piste de ce remblai ferroviaire sont affichés sur la Figure 7-10. La profondeur atteinte est de l'ordre de 6,0m, au niveau du toit de la couche d'argiles compactes.

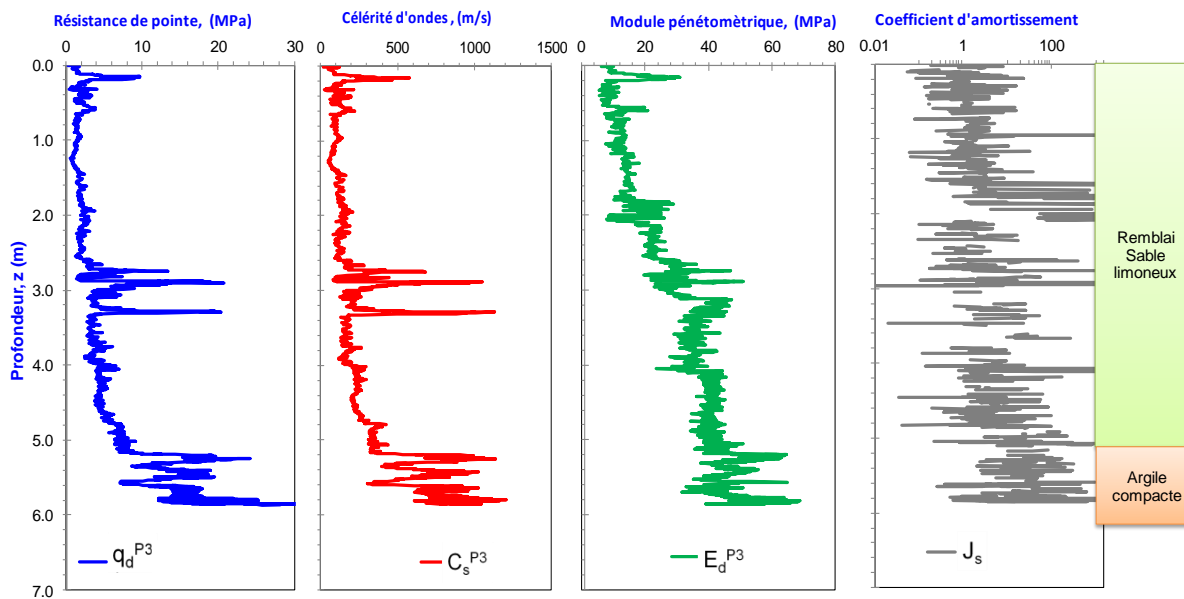


Figure 7-10. Résultats du sondage PANDA 3 à Thionville : (a) Résistance de pointe q_d^{P3} , (b) Module pénétrométrique E_d^{P3} , (c) Vitesse d'ondes de cisaillement C_s^{P3} et (d) coefficient d'amortissement J_s .

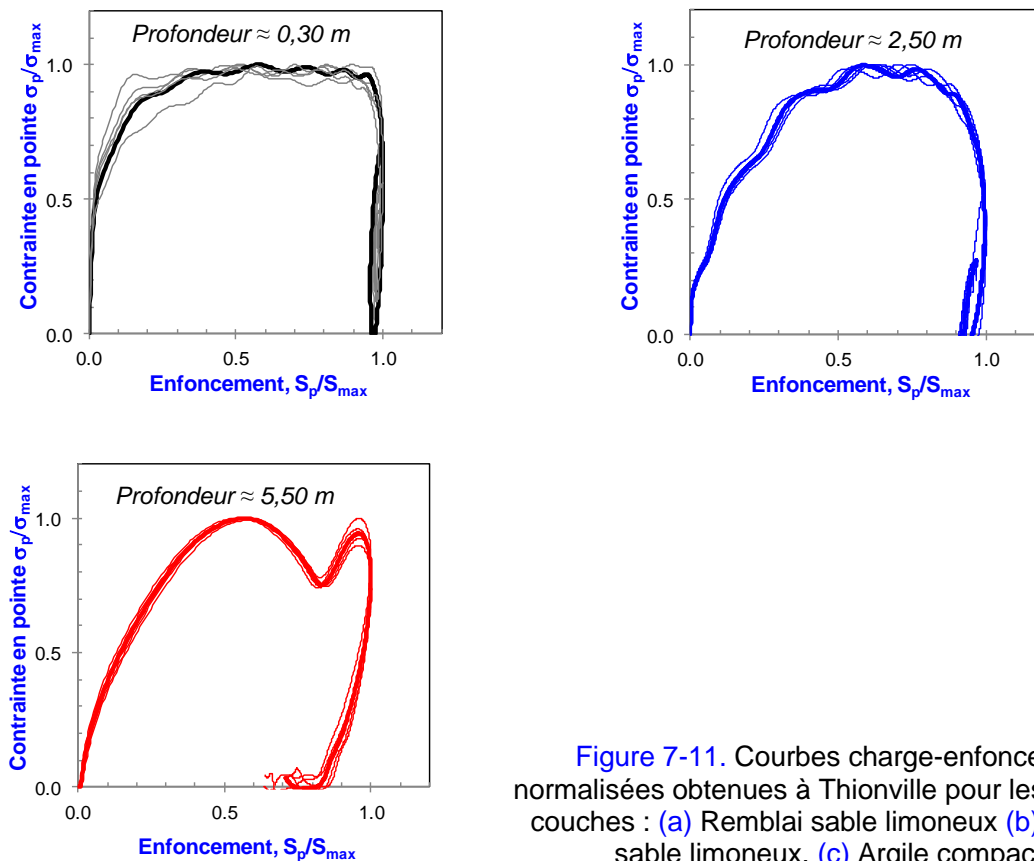


Figure 7-11. Courbes charge-enfoncement normalisées obtenues à Thionville pour les différents couches : (a) Remblai sable limoneux (b) Remblai sable limoneux, (c) Argile compacte.

Les courbes charge-enfoncement obtenues le long de ce sondage, celles-ci sont présentées sur la Figure 7-11. La bonne répétabilité entre les courbes présentées est mise en évidence par la faible variation de celles-ci pour chaque matériau.

7.2.3. Barrage de résidus miniers : Omega et Javito

Dans la première campagne d'essai, réalisée dans le barrage de résidus miniers dit « Omega », 2 essais au PANDA 3 ont été réalisés. La profondeur moyenne d'auscultation est de 1,80m, tel qu'indiqué dans le Tableau 7-1.

Sur la Figure 7-12 on présente un exemple des résultats obtenus au PANDA 3 sur ce barrage. Tout comme pour les exemples précédents, on trace de gauche à droite, sous forme de pénétrogramme les valeurs de résistance, module, vitesse des ondes et coefficient d'amortissement en fonction de la profondeur. La signature des pénétrogrammes nous permet de bien identifier l'existence des trois couches d'une épaisseur d'environ 0,60 m. En effet, le barrage Omega est construit avec les résidus provenant du cuivre. Ceux-ci sont disposés en couches d'épaisseur 0,60m et compactés par des moyens mécaniques (rouleaux vibrants). Dans les résultats présentés on peut retrouver les effets de ce processus sur la variabilité des résultats (signature des signaux) en fonction de la profondeur.

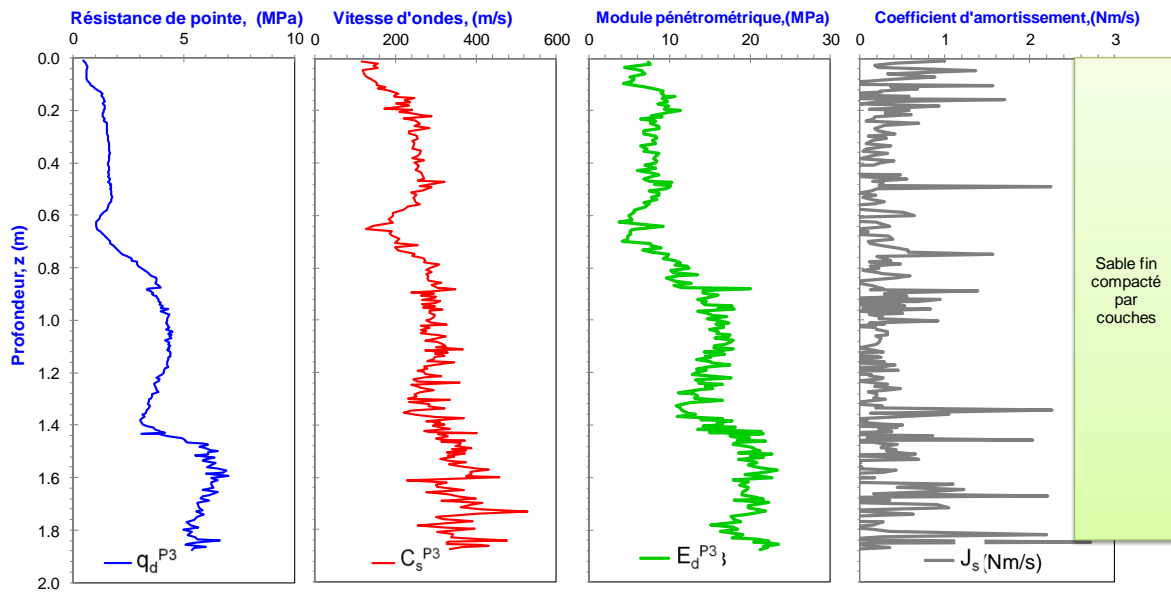


Figure 7-12. Résultats du sondage PANDA 3 - barrage de résidus miniers omega : (a) Résistance de pointe q_d^{P3} , (b) Module pénétrométrique E_d^{P3} , (c) Vitesse d'ondes de cisaillement C_s^{P3} et (d) coefficient d'amortissement J_s .

Sur la Figure 7-13, on présente quelques exemples des courbes charge-enfoncement obtenues pour les 3 couches identifiées. Il est intéressant de remarquer qu'il s'agit d'un même matériau, résultant d'un processus industriel (broyage de la roche mère, dont granulométrie et minéralogie presque identiques chaque fois). Cela est bien retrouvé dans l'allure des courbes obtenues pour ce sondage, dont le comportement contrainte-déformation est presque identique en profondeur, avec une augmentation de la raideur des courbes.

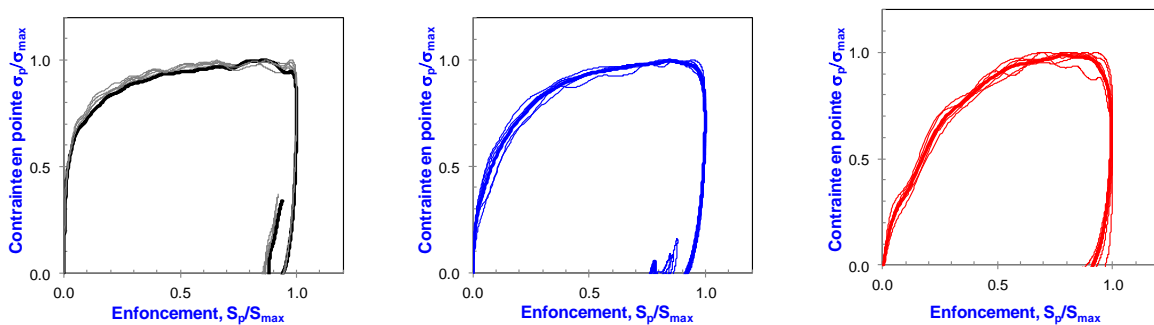


Figure 7-13. Courbes charge-enfoncement normalisées obtenues dans un barrage de résidus miniers omega pour 3 couches compactées à différentes densités.

En ce qui concerne les résultats obtenus dans le barrage minier Javito, ceux-ci sont présentés dans les Figure 7-14 et Figure 7-15 ci-après. Dans le cas de ce barrage, à la différence du barrage Omega, il n'existe aucun processus de compactage mécanique. En effet, sur ce barrage, la mise en place des résidus miniers est réalisée par la technique du « compactage hydraulique » (Villavicencio et al. 2011). Les effets de ce type de mise en place sont très bien remarquables dans l'allure générale des pénétrogrammes PANDA 3 obtenus. En effet la variabilité des résultats en fonction de la profondeur est plus importante que celle obtenue dans le barrage précédent (Figure 7-14).

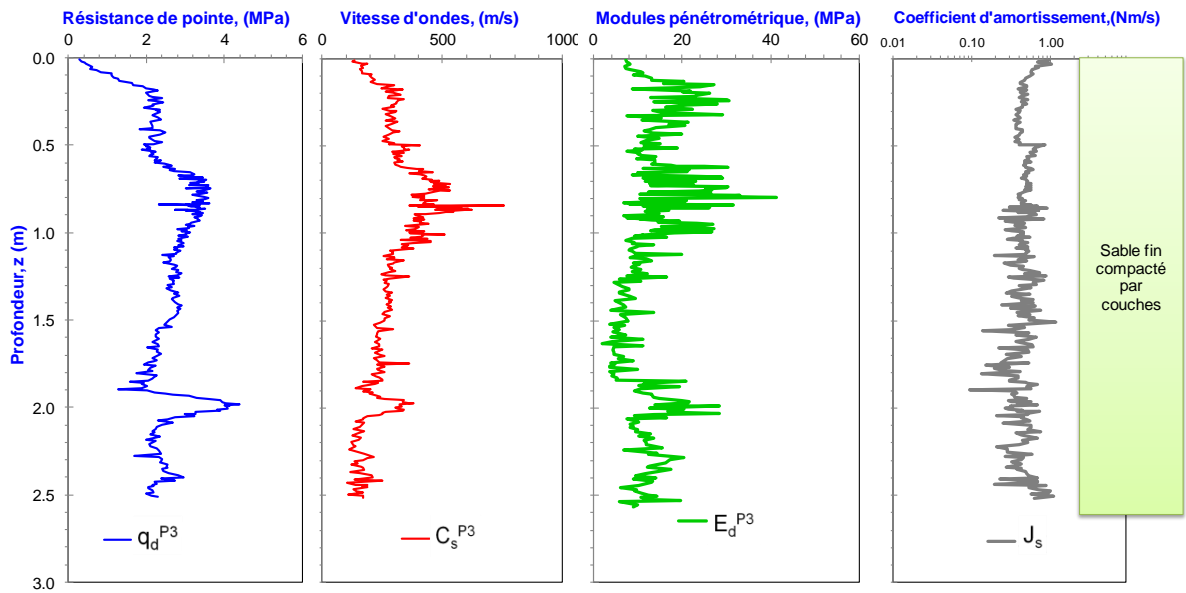


Figure 7-14. Résultats du sondage PANDA 3 - barrage de résidus miniers Javito : (a) Résistance de pointe q_d^{P3} , (b) Module pénétrométrique E_d^{P3} , (c) Vitesse d'ondes de cisaillement C_s^{P3} et (d) coefficient d'amortissement J_s .

Enfin, sur la figure suivante, on présente quelques exemples des courbes de charge-enfoncement obtenues pour ce barrage. Tout comme pour le cas précédent, il est possible de remarquer un comportement effort déformation assez similaire.

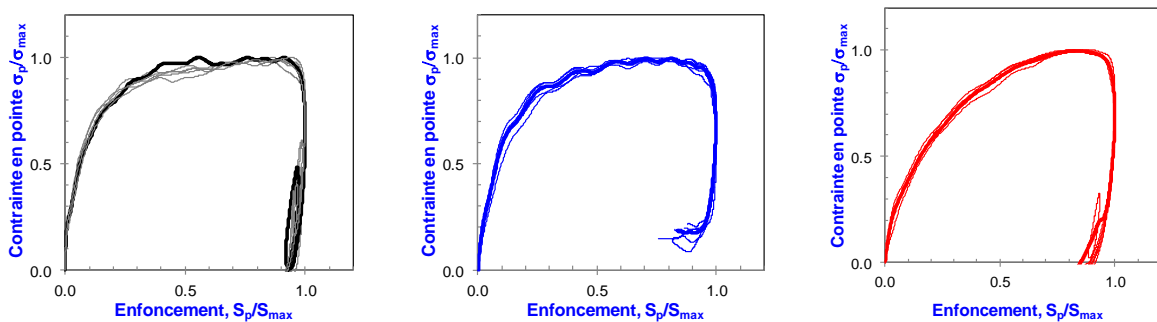


Figure 7-15. Courbes charge-enfoncement normalisées obtenues dans un barrage de résidus miniers à différentes profondeurs : (a) entre 0 et 0,6 m (b) entre 1,0 et 2,0 m et (c) entre 2,0 à 2,5 m.

a) Synthèse des résultats

Dans ces expériences nous avons étudié la faisabilité des essais en conditions réelles nous permettant de valider la répétabilité et la qualité des mesures réalisées avec le PANDA 3. Le [Tableau 7-2](#) présente une synthèse récapitulative des résultats obtenus pour chacun de sites présentés dans les paragraphes précédents. Ceux-ci sont organisés en fonction du site et de chaque horizon identifié le long des sondages. Les résultats ainsi présentés dans le tableau correspondent aux valeurs moyennes pour chaque paramètre et pour chaque horizon.

Site	Nature	Cote [m]	q_d^{P3} moyen [MPa]	E_d^{P3} moyen [MPa]	C_s moyen [MPa]	J_s moyen [MPa]
Site Gerzat	Argile sablo limoneuse	(0,0 – 2,0)	3,5	10	178	0,41
	Argile avec passages de sable grossiers	(2,0 – 6,0)	2,7	14	273	2,75
	Argile marneuse (compacte)	(> 6,0)	6,5	37	829	8,52
Site Vernouillet	Grave sableuse	(0,0 – 0,5)	5,9	20,0	336	0,50
	Limon sableux	(0,5 – 2,5)	3,2	16,0	357	1,16
	Sable Limoneux	(> 2,5)	13,3	64	516	2,15
Site Vierzon	Ballast sain	(0,0 – 0,3)	5,0	50	389	2,76
	Ballast pollué	(0,3 – 0,4)	35,0	48	631	16,36
	Couche intermédiaire	(0,4 – 1,4)	60,0	84	679	1,93
	Plateforme Sable limoneuse	(> 1,4)	13,4	33	318	0,86
Site Thionville	Remblais Argile avec passage de blocs	(0,0 – 5,20)	2,55	26	225	7,72
	Argile compacte	(> 5,2)	17	45	783	62,28
Barrage Omega	Couche 1	(0,0 – 0,6)	1,6	7	255	0,32
	Couche 2	(0,6 – 1,4)	3,7	15	288	0,35
	Couche 3	(> 1,40)	5,7	21	363	0,41
Barrage Javito	Couche 1	(0,0 – 1,9)	2,6	11	267	0,35
	Couche 2	(> 1,90)	2,3	14	238	0,39

Tableau 7-2. Synthèse des résultats du PANDA 3 - Résistance dynamique q_d^{P3} , module de pénétrométrie E_d^{P3} , célérité d'ondes de cisaillement C_s^{P3} et coefficient d'amortissement J_s .

L'analyse des résultats présentés dans les paragraphes précédents a mis en évidence la fiabilité et la bonne répétabilité des mesures réalisées en profondeur. En ce qui concerne le comportement du sol en pointe, exprimé par le biais des courbes charge-enfoncement obtenues, nous avons remarqué que la signature de celle-ci est très répétitive pour un même matériau et différentes si la nature du sol change. De même, nous avons remarqué que l'allure de ces courbes varie avec les variations des paramètres d'état du sol (densité, teneur en eau...), permettant ainsi d'identifier des comportements effort-déformation différents.

Dans les paragraphes suivants, on propose une comparaison des résultats obtenus avec le PANDA 3 (résistance, module, vitesse des ondes...) avec ceux obtenus par les biais d'autres techniques (essais géophysiques, pénétrométriques CPT, Panda, Pressiomètre...). L'objectif est d'étudier, par le biais de cette comparaison, la fiabilité des résultats.

7.3. Comparaison des paramètres de résistance

7.3.1. Comparaison entre la résistance de pointe PANDA 2 et PANDA 3

Cette étude porte sur l'analyse comparative entre le PANDA 2 et PANDA 3. Bien que la conception des appareils soit la même (diamètre de la pointe, train de tige et marteau), le calcul de la résistance de pointe repose sur des principes différents (Chapitre IV).

Divers sites ont été testés de façon à enrichir l'analyse comparative. Le Tableau 7-1 résume les diverses campagnes et essais réalisés ainsi que les coupes géologiques rencontrées. Les essais ont été réalisés à moins de 2 m entre eux avec une pointe débordante de 4 cm². Lors de la réalisation des essais le frottement latéral sur le train de tiges a été estimé qualitativement par pivotement du train de tiges lors de chaque ajout de tige. Cette méthode rapide ne permet pas de quantifier ce frottement, mais elle est intéressante dans la mesure où elle permet de connaître la profondeur à partir de laquelle ce dernier majore la valeur de q_d .

a) Analyse des pénétrogrammes

On présente la superposition des pénétrogrammes de $q_d^{PANDA 2}$ sur $q_d^{PANDA 3}$ pour trois sites différents. La Figure 7-16.(a) montre les résultats obtenus sur le terrain expérimental de Gerzat. La nappe phréatique a été localisée à 2 m de profondeur. Les résultats de la superposition semblent assez bons, cependant entre le passage de 2,20 m à 3,40 m le terme de pointe q_d du PANDA 2 est toujours supérieur au terme de pointe du PANDA 3.

La Figure 7-16.(b) montre les résultats obtenus sur un site ferroviaire à Vernouillet. L'essai PANDA 3 a été réalisé par palier de 0,70 m environ. Les résultats indiquent une bonne superposition des pénétrogrammes des résistances de pointe.

La Figure 7-16.(c) montre les résultats obtenus dans un barrage de résidus miniers où le matériau industriel est stocké par couches. Il est possible tout d'abord de constater la bonne correspondance entre les courbes PANDA 2 et PANDA 3. De même, les signatures des courbes permettent d'identifier 3 couches de sol d'épaisseur moyenne de 0,7m et une augmentation de la résistance en profondeur

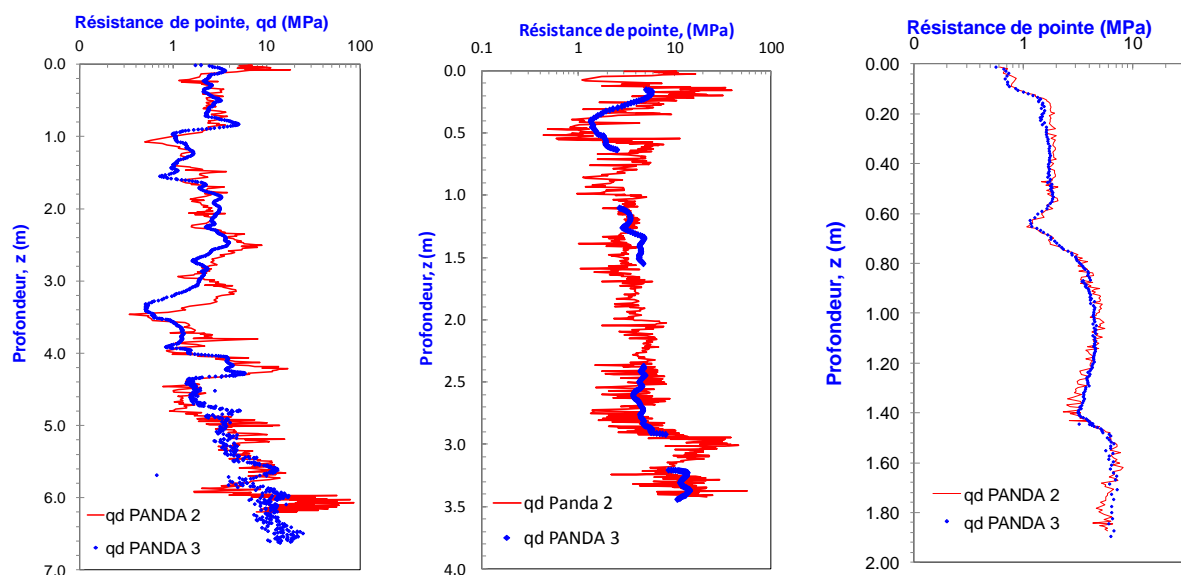


Figure 7-16. Exemple des pénétrogrammes comparatif entre la résistance de pointe PANDA 2 et PANDA 3 : (a) site Gerzat (sondage 1), (b) site ferroviaire (Vernouillet) et (c) barrage de résidus miniers (oméga).

Dans tous les cas l'allure des signaux obtenus avec le PANDA 2 semblent être plus bruitée que ceux obtenus avec le PANDA 3. Ces constatations peuvent s'expliquer par la formule de calcul employée pour chaque essai. En effet, la formule des hollandais utilisée pour le calcul de la résistance de pointe du PANDA 2 est très sensible aux enfoncements inférieurs à 2 mm. Cependant pour le cas du PANDA 3 la valeur de résistance de pointe est calculée directement à partir de la courbe charge-enfoncement dans le palier de chargement plastique. Il permet ainsi d'assurer une mesure plus précise pour des enfoncements inférieurs à 2 mm.

a) Dépouillement des signaux et résultats comparatifs par site

Afin d'améliorer la comparaison entre les pénétrogrammes il est nécessaire de réaliser un lissage des signaux par le biais d'un pas d'avancement et d'une fenêtre glissante. La taille du pas d'avancement permet de discrétiser le pénétrogramme avec la précision souhaitée. Cependant, c'est le choix de la fenêtre glissante qui reste le paramètre essentiel puisqu'il permet de diminuer l'importance de la dérive du signal sur le bruit de fond. Dans cette étude nous avons réalisé un pas d'avancement de 5 cm et une fenêtre glissante de 5 cm. Ce traitement très léger ne modifie pas l'aspect brut du pénétrogramme mais nous permet de discrétiser l'enfoncement de manière homogène

Le [Tableau 7-3](#) récapitule la moyenne et l'écart type de la résistance de pointe du PANDA 2 et du PANDA 3 pour chaque site et pour chaque horizon ausculté. On remarque que la relation entre ces deux paramètres est proche de l'unité pour les sols sableux. Cependant cette relation est moins évidente pour les sols argileux.

site	Nature	Profondeur [m]	q _d PANDA 2		q _d PANDA 3		q _d ^{P3} /q _d ^{P2}
			moyenne	écart type	moyenne	écart type	moyenne
Site Gerzat	argile sablo limoneuse	(0 - 2)	3.5	2.8	2.6	0.8	0,75
	Argile avec passages de sable grossiers	(2 - 6)	2.7	1.3	2.2	0.9	0,82
	Argile marneuse (compacte)	(>6)	6.5	6.5	5.4	4.0	0,84
Site Vernouillet	Grave sableuse	(0-0.5)	5.9	1.8	5.4	1.3	0,92
	Limon sableux	(0.5-2.5)	3.2	0.7	3.9	0.6	1,21
	Sable limoneux	(>2.5)	13.3	7.6	12.5	1.1	0,94
Site Vierzon	Ballast sain	(0 - 0,3)	5.0	3.9	5.9	5.9	1,19
	Ballast pollué	(0,3-0,4)	35.0	18.9	41.3	20.5	1,18
	Couche intermédiaire	(0,4 - 1,4)	60.0	37.0	72.1	11.7	1,20
	Plateforme Sable limoneuse	(>1,4)	13.4	1.8	13.9	1.4	1,03
Site Thionville	Plate forme Argile avec passage de bloques	(0-6)	2.55	1.99	2.28	1.48	0,89
Barrage Omega	Couche 1	0.6	1.61	0.17	1.47	0.34	0,91
	Couche 2	1.4	3.68	1.03	3.56	0.93	0,97
	Couche 3	>1.40	5.67	1.80	5.61	1.77	0,99
Barrage Javito	Couche 1	1.9	2.59	0.69	2.65	0.66	1.02
	Couche 2	>1.90	2.34	0.82	2.86	0.71	1.22

Tableau 7-3. Analyse comparative entre la résistance de pointe q_d PANDA 2 et q_d PANDA 3 par site.

b) Regroupement des sondages par matériaux

Compte tenu de ces constatations nous avons analysé les résultats par type de matériaux. Ainsi la [Figure 7-17.\(a\)](#) présente la dispersion des résultats obtenus pour les sols pulvérulents, on constate en observant l'allure du nuage de points sur la régression de q_d PANDA 3 et q_d PANDA

2 que l'écart entre valeur reste faible et qu'il augmente proportionnellement à la résistance du sol. L'histogramme de la variable q_d PANDA 2 / q_d PANDA 3 nous confirme que la grande majorité des termes se situe autour de l'unité.

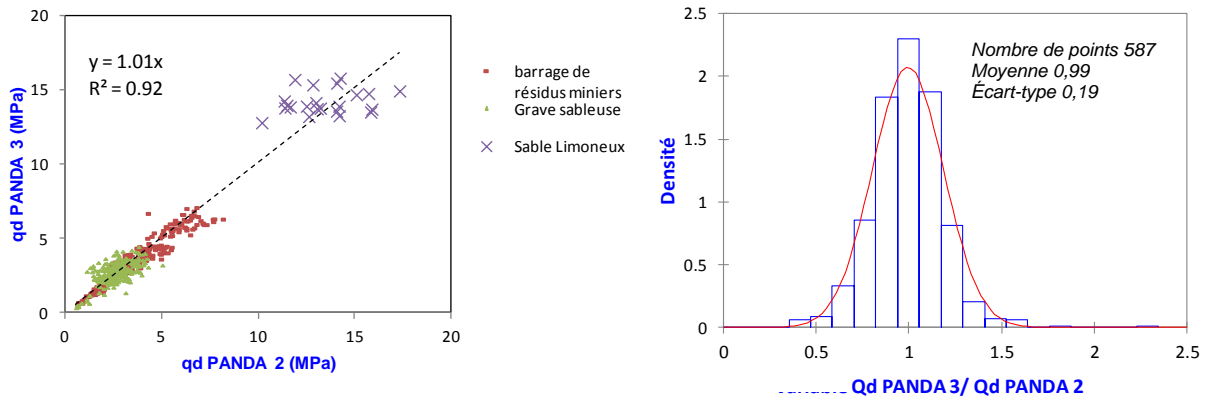


Figure 7-17. Graphiques de la relation entre les résistances de pointe dynamiques mesurées au PANDA 2 et au PANDA 3 pour les matériaux pulvérulents : (a) Régression linéaire et (b) histogramme de fréquences.

La Figure 7-18.a) montre la dispersion des résultats pour les matériaux argileux. On remarque que la répartition des valeurs n'est pas bien centrée sur la ligne bissectrice. De plus pour les argiles marneuses compactes la dispersion est plus importante (valeurs de résistance de pointe au-delà de 20MPa). Enfin l'histogramme de la variable q_d PANDA 2 / q_d PANDA 3 est asymétrique et inférieur à l'unité.

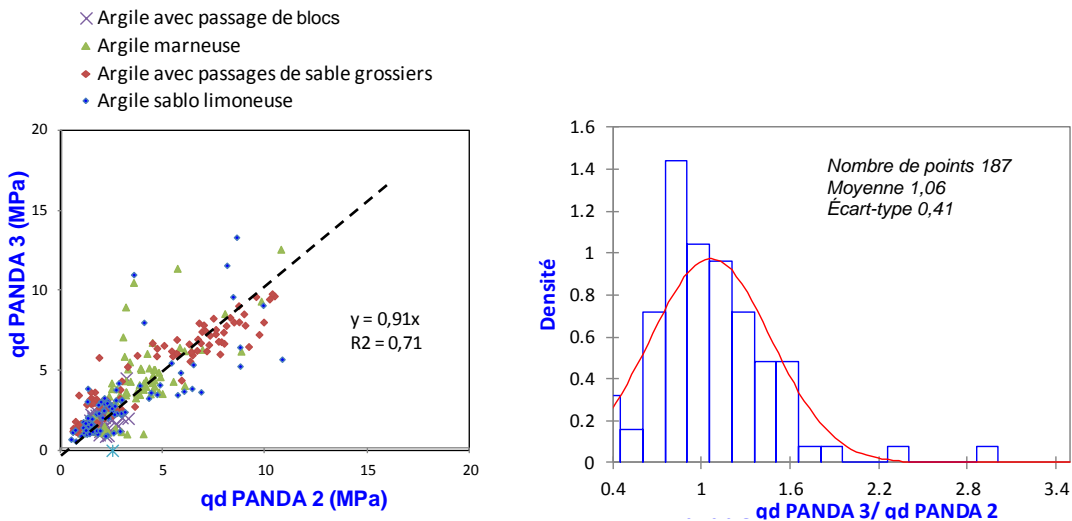


Figure 7-18. Graphiques de la relation entre les résistances de pointe dynamiques mesurées au PANDA 2 et au PANDA 3 pour les matériaux argileux : (a) Régression linéaire et (b) histogramme de fréquences.

c) Bilan

Dans les paragraphes précédents, une étude comparative entre les résistances de pointe obtenues par le biais des techniques PANDA 2 et 3 a été présentée. Pour ce faire, nous avons analysé l'ensemble de données disponibles à partir des différentes campagnes d'essais. De manière générale, nous avons pu constater et mettre en évidence la bonne correspondance

entres les résultats obtenus pour chaque appareil. L'analyse statistique de l'ensemble des données nous a permis tout de même de comparer ces résultats et d'évaluer leur correspondance. Pour ce faire nous avons analysé les données selon la nature du sol pour lequel ils ont été obtenus, à savoir sol pulvérulent et sol fins. Malgré la variabilité importante des sols dans quelques terrain (par exemple le site à Gerzat), il est possible de constater, à partir des graphiques [Figure 7-17](#) et [Figure 7-18](#) qu'il existe une forte, voire très forte ($R^2 \geq 0,70$), corrélation entre les données de résistance de pointe. Ces résultats viennent confirmer ce que nous avons obtenu au laboratoire (cf. [chapitre 6 Figure 6-5](#)). Dans ce qui suit, nous proposons d'analyser les termes de résistance de pointe de l'essai PANDA 3 et ceux obtenus par le piézocône (CPTu).

7.3.2. Comparaison avec l'essai de pénétration statique CPTu

Cette étude a pour but de comparer la résistance dynamique du PANDA 3 et la résistance statique q_c CPTu afin d'établir le rapprochement entre les deux paramètres. Ces essais ont été effectués sur le site de Gerzat, dont l'emplacement de chaque sondage a été présenté sur la [Figure 7-2](#). Dans le [Tableau 7-1](#) on synthétise les caractéristiques géologiques du site. Sur la [Figure 7-19 \(a\)](#) on superpose l'ensemble des pénétrogrammes, CPTu et Panda 3, obtenus dans des points voisins ([Figure 7-2](#)).

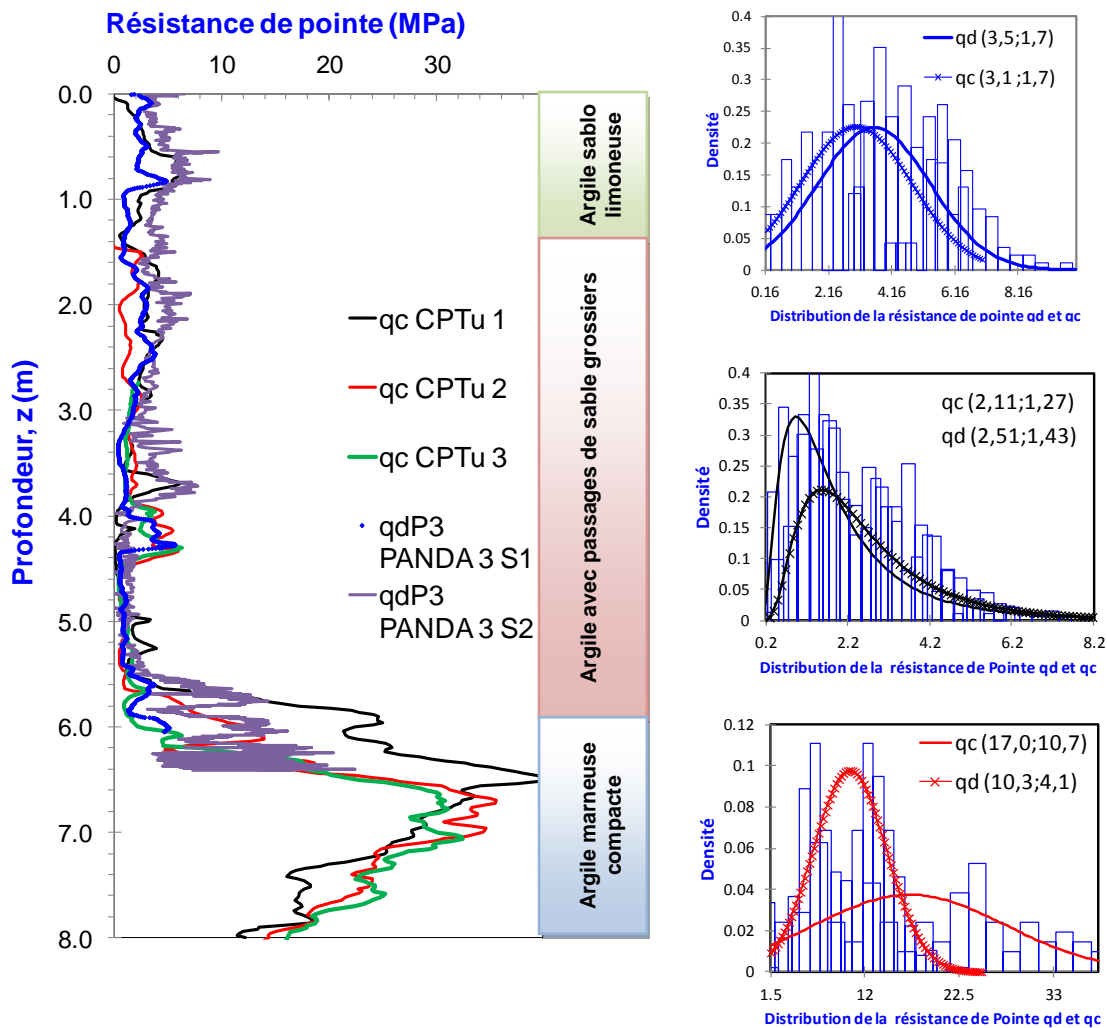


Figure 7-19 (a). Pénétrogramme comparatif de la résistance de pointe statique q_c et dynamique q_d P3 en fonction de la profondeur et comparaison des courbes de distribution pour les deux essais par couches : (b) Argile sablo limoneuse, (c) Argile avec passages de sable grossiers et (d) Argile marneuse compacte – (Site expérimental de Gerzat).

A partir des pénétrogrammes superposés sur la [Figure 7-19](#), et malgré la forte variabilité existant sur ce terrain dans le premier mètre d'auscultation, il est possible de constater une très bonne reproductivité entre les signaux obtenus. Il est possible de constater également qu'il existe une forte augmentation des valeurs de q_c (>17 MPa) à la fin des sondages, correspondant à la transition vers la couche d'argile marneuse. Celle-ci est également remarquable dans le sondage S2 au Panda 3. De même, afin de mettre en évidence cette bonne correspondance, on trace les courbes de distribution des résultats obtenus avec chaque essai pour chaque horizon [Figure 7-19 \(b\), \(c\), \(d\)](#). On peut observer ainsi que la distribution des termes de pointe q_c et q_{dP3} est assez semblable pour les deux premières couches. En ce qui concerne la troisième couche, l'argile compacte, la distribution des données pour chaque essai est un peu différente.

a) Traitement du signal et analyse des résultats

Afin de faciliter l'analyse comparative entre les termes de pointe et principalement pour réduire la forte variabilité contenue sur ce type des signaux (mesures ponctuelles réalisées presque en continu) une régularisation de l'enfoncement par coup du pénétrogramme PANDA 3 a été effectuée. Pour ce faire, on a calculé la résistance dynamique de pointe moyenne par le biais d'un écrêtage des signaux et d'une moyenne glissante, dont la fenêtre de calcul a la même taille que la fréquence d'échantillonnage du CPT, à savoir, une valeur tous le 2 cm d'avancement. Malgré tout, il est nécessaire de remarquer que la comparaison entre ces deux essais est assez délicate, non seulement par la forte variabilité du terrain ausculté, mais aussi car les paramètres qui entrent en jeu lors de l'enfoncement statique et/ou dynamique sont nombreux :

- forme et dimension de la pointe
- vitesse de pénétration
- nature des sols, présence de la nappe...

Le [Tableau 7-4](#) on récapitule les valeurs moyennes et l'écart type des termes de pointe statique q_c et dynamique q_{dP3} pour chaque horizon ausculté.

site	Nature	Profondeur [m]	q_c CPTu		q_d PANDA 3		q_{dP3}/q_c
			moyenne	écart type	moyenne	écart type	moyenne
Site Gerzat	argile sablo limoneuse	(0 - 2)	3,1	1,7	3,5	1,7	1,12
	argile sablo limoneuse avec de passages de sable grossiers	(2 - 6)	2,1	1,4	2,5	1,3	1,18
	Argile marneuse compacte	(>6)	17,0	10,7	10,3	4,1	0,60

Tableau 7-4. Analyse comparatif entre la résistance de pointe statique q_c CPTu et q_{dP3} PANDA 3 – site Gerzat.

Les résultats obtenus permettent de montrer, pour l'argile sablo limoneuse, la bonne correspondance qu'il existe entre les termes de pointe statique q_c du pénétromètre CPT et celui dynamique q_{dP3} du pénétromètre Panda 3 ($q_c \sim q_{dP3}$). En effet, des nombreux travaux réalisés au préalable ont montré qu'il existe une très bonne corrélation entre les termes de pointe statique q_c et dynamique q_d obtenu par le biais du pénétromètre PANDA ([Chaigneau, 2002](#)) ([Vachon, 1998](#)). Cela est principalement dû au fait que le PANDA, étant un pénétromètre à énergie variable, permet d'adapter la force, et donc la vitesse, de battage tout au long d'un sondage. Les composantes visqueuses des sols meubles saturées sont ainsi négligeables et les résultats obtenus se rapprochent de ceux obtenus à l'aide des sondages statiques. Toutefois, cette étude n'est pas complète et il faudrait compléter les expériences afin de rassembler de nombreux résultats, notamment dans les sols très cohérents sous la nappe. Dans l'état actuel des connaissances autour du pénétromètre PANDA, et donc pour le pénétromètre PANDA 3, on peut considérer $0,95 < q_d/q_c < 1,05$, tel qu'indiqué par d'autres chercheurs ([Zhou 1997](#); [Chaigneau 2001](#)).

7.4. Comparaison des paramètres de déformation : module pressiométrique et module PANDA 3

Par la suite, une étude comparative entre le module pressiométrique de Menard E_m et le module de déformation obtenu à l'aide du PANDA 3 E_d^{P3} est présentée. Les essais permettant cette étude ont été effectués sur le terrain expérimental de Gerzat. L'emplacement des sondages en question ainsi que les caractéristiques géologiques du terrain sont présentés et récapitulés sur la [Figure 7-2](#) et dans le [Tableau 7-1](#) respectivement. Dans ce qui suit, on expose les résultats ici obtenus.

7.4.1. Analyse des résultats

Sur la [Figure 7-20\(a\)](#) ci-après on présente les résultats obtenus en superposant les enregistrements réalisés avec chaque appareil. Les sondages présentés ont été effectués dans des points très proches les uns aux autres, tel qu'indiqué sur la [Figure 7-2](#). Il est possible de remarquer que les valeurs du module pressiométrique sont naturellement plus lissées que celles obtenues avec le pénétromètre PANDA 3. En effet, les essais pressiométriques ont été réalisés par paliers de 1m et les résultats obtenus, pour chaque palier de mesure, intègrent un volume de sol beaucoup plus important. Cela n'est pas le cas des enregistrements PANDA 3, dont la mesure est réalisée coup par coup, avec des enfoncements moyens de 10mm, permettant ainsi de mettre en évidence la variabilité du sol et d'identifier soit des points singuliers, soit le passage de différentes couches. Malgré les effets que ce caractère discret de la mesure du PANDA 3 puisse avoir sur la comparaison des données, il est possible de remarquer la bonne correspondance entre les valeurs obtenus pour les premiers 6m d'auscultation, surtout entre le sondage S1 (droite verte) et les sondages PMT2 et PMT3. En effet, l'implantation de ces sondages, comme l'indique la [Figure 7-2](#) est très proche.

Par ailleurs, en ce qui concerne les autres deux sondages PANDA 3, S2 et S3 respectivement, il est possible de constater également la bonne correspondance qu'il existe entre les courbes et les valeurs du module mesurés pour les premiers 4m de profondeur. Toutefois, il est possible d'observer une augmentation importante des valeurs à partir de 4m profondeur, 6m pour le sondage S1. Cette augmentation n'est pas confirmée par les sondages pressiométriques. Plusieurs raisons peuvent expliquer cette disparité importante entre E_M et E_{dp3} . Tout d'abord on peut citer la nature même des mesures confrontées et les erreurs que celle-ci peuvent avoir (diverses sources d'erreur in-situ), la nature et compacité du milieu, le raccourcissement élastique du train de tiges PANDA 3 pour des profondeurs >6m et des sols très compacts (limitant l'appareil à ce domaine). Toutefois, il est à souligner le fait que dans la plupart des sondages pratiqués sur le site (pénétrométriques et/o géophysiques), une augmentation importante des valeurs mesurées a lieu, en moyenne, à partir de 6m de profondeur.

En outre, afin de confronter les résultats obtenus avec ceux obtenus par le biais des corrélations proposées dans la littérature, on présente sur la [Figure 7-20\(b\)](#) une comparaison entre le module pénétrométrique du PANDA 3 et le module œdométrique estimé à partir de la corrélation proposée par Sanglerat, $E_{oed} = \alpha q_c$. Pour ce faire, on a tenu compte des 3 sondages CPTu et pour le calcul du module E_{oed} un coefficient α égal à 4 a été employé ([Arbaoui 2003](#)). Bien qu'il s'agisse seulement d'une corrélation et les valeurs proposées doivent être utilisées avec prudence et discernement, on peut remarquer une correspondance des valeurs de E_{dp3} du Panda 3 avec ceux obtenus via la corrélation citée.

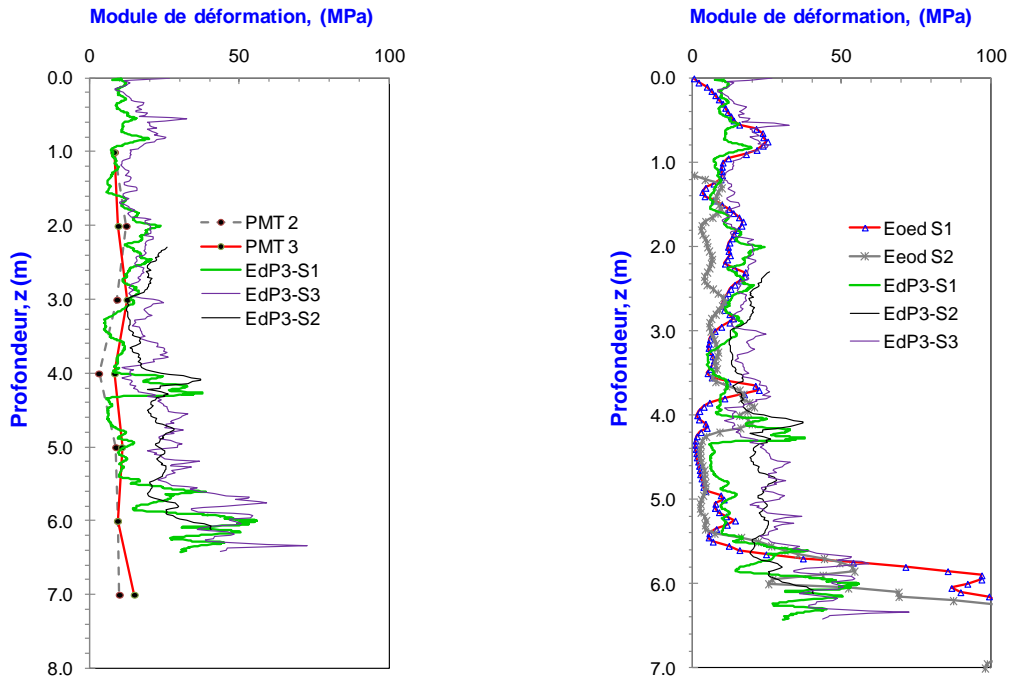


Figure 7-20. Comparatif des résultats : (a) module pressiométrique de Menard PMT et le module pénétrométrique du PANDA 3 et (b) module obtenu par corrélation E_{oed} (Sanglerat 1972) et le module pénétrométrique du PANDA 3 (Site Gerzat).

a) Dépouillement des signaux et relation entre E_d^{P3} et E_{PMT}

Afin d'établir la comparaison des valeurs de l'essai PANDA 3 avec les valeurs de l'essai pressiométrique, le signal du PANDA 3 a été lissé par le biais d'une moyenne glissante dont la fenêtre de calcul est de 20 cm d'épaisseur. Cela devrait correspondre plus ou moins à la hauteur du sol sollicité lors d'un essai pressiométrique. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 7-21, où la comparaison entre le module pressiométrique E_m et le module pénétrométrique PANDA 3 E_d^{P3} de deux sondage pressiométrique SP2 et SP3 avec 2 sondages pénétrométrique PANDA 3-S1 et S2 réalisés dans le même voisinage que l'essai pressiométrique.

Malgré la correspondance observée entre les signaux des essais, les résultats obtenus par le biais de cette analyse ne permettent pas de confirmer la corrélation pouvant exister entre ces deux valeurs, des essais complémentaires devraient être ainsi de réaliser afin de tirer de plus amples conclusions.

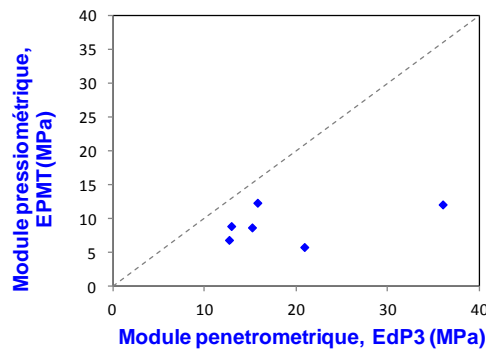


Figure 7-21. Relation entre le module pénétrométrique E_d^{P3} du PANDA 3 et le module pressiométrique E_m : comparatif entre le sondage pressiométrique SP2, SP3 et les sondages pénétrométriques PANDA 3-S1, PANDA 3-S2.

7.5. Comparaison de la vitesse d'ondes de cisaillement : Vs MASW et Cs PANDA 3

Il reste à comparer les vitesses d'ondes de cisaillement obtenues par le biais du PANDA 3 avec celles obtenues au moyen de la méthode MASW. La Figure 7-22 montre un exemple de la superposition des résultats entre ces deux paramètres pour trois sites, à savoir Gerzat, Thionville et Vierzon. Il faut noter que les mesures réalisées avec la méthode MASW ne sont pas continues comme celles effectuées avec le PANDA 3. En effet, le MASW fournit des profils de Vs «échelonnés» en fonction de la profondeur et dépendent également du modèle du terrain utilisé pour l'inversion des données (Plumelle et al. 2013).

Sur la Figure 7-22.(a) on montre les résultats obtenus sur le site expérimental à Gerzat. On remarque que la superposition des courbes obtenues suit la même allure et les résultats augmentent en fonction de la profondeur, toutefois il existe des passages où les résultats du PANDA 3 sont fortement écartés par rapport à la mesure sismique notamment dans la couche d'argile compacte où la vitesse d'ondes de cisaillement est de l'ordre de 1000 m/s.

La Figure 7-22.(b) montre les résultats obtenus sur le site ferroviaire de Thionville. Même si le pénétrogramme suit la même allure que la vitesse d'onde de cisaillement de la méthode sismique, il est possible d'identifier des « pics ponctuels » d'augmentation de la vitesse d'onde. Enfin, comme dans le cas précédent, dans la couche d'argile compacte (profondeur supérieur à 5,20 m) la vitesse d'ondes de cisaillement est de l'ordre de 800 m/s.

En ce qui concerne les essais réalisés à Vierzon la Figure 7-22 (c) montre également que la superposition de courbes obtenues suit la même allure de vitesse d'ondes, cependant il existe différentes couches où la vitesse est élevée par rapport à la vitesse d'onde sismique. En effet pour le cas du ballast sain et pollué la valeur est de 500 m/s et pour la couche intermédiaire la valeur augmente jusqu'à 1200 m/s.

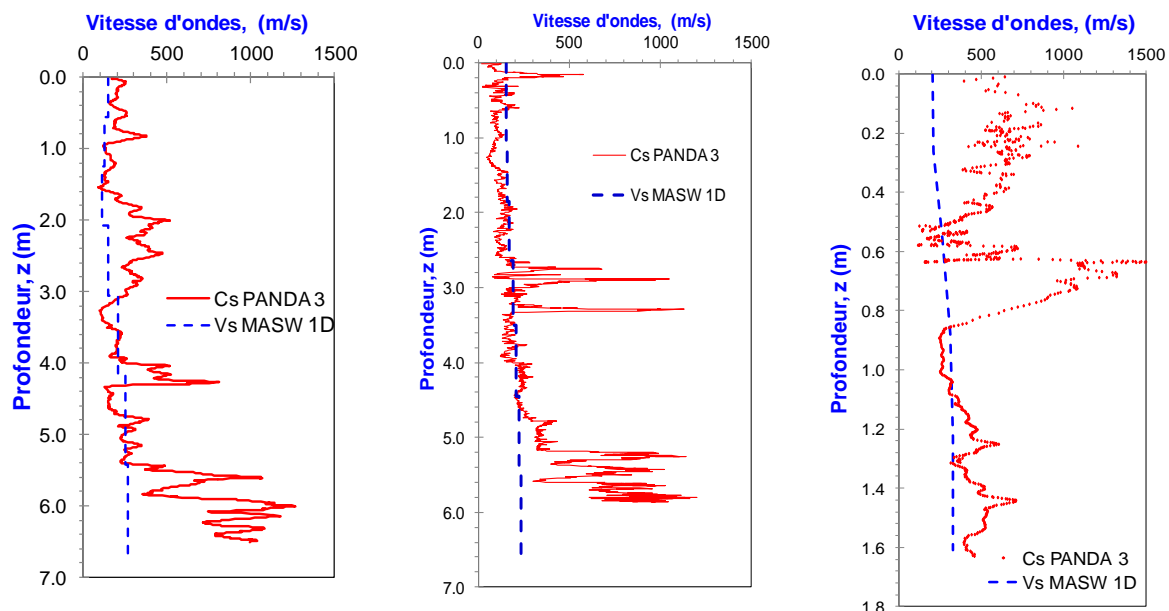


Figure 7-22. Comparatif des valeurs de vitesse des ondes de cisaillement par le C_s^{P3} PANDA 3 et la méthode MASW (a) site Gerzat, (b) site Thionville et (c) Site Vernouillet.

7.5.1. Comparaison avec la corrélation proposée par (Mayne et al. 2007)

Lors des calculs du comportement des ouvrages en terre vis-à-vis des sollicitations dynamiques, l'un des paramètres les plus intéressants pour les ingénieurs géotechniciens est la vitesse d'ondes de cisaillement dans le sol. Différentes méthodes géophysiques existent aujourd'hui pour la déterminer sur site. La plupart de ces méthodes sont non destructives et se basent sur le comportement élastique d'un milieu supposé infini et homogène. Compte tenu des contraintes pratiques imposées par la réalisation de ce type d'essais, nombreux sont les auteurs ayant travaillé sur l'établissement des corrélations entre la vitesse d'ondes de cisaillement (V_s) et un paramètre issu d'un essai in-situ tel que le pénétromètre. En effet, différentes corrélations sont proposées dans la littérature entre ces deux paramètres, résistance de pointe pénétrométrique et vitesse des ondes de cisaillement, V_s (Mayne et al. 2007).

Afin de valider la pertinence des résultats obtenus avec le PANDA 3 il a été considéré les corrélations proposées par (Mayne et al. 2007) pour le pénétromètre statique. Pour cela nous avons considéré également :

$$0,95 < q_c / q_d < 1,05 \quad \text{Équation 7-1}$$

En effet, d'après les travaux réalisés il est possible de considérer, pour la plus part des sols non cohésifs, l'égalité entre le terme de pointe statique et dynamique (ce dernier calculé selon la formule des hollandais) (Chaigneau, 2002). On détermine ainsi la vitesse d'ondes de cisaillement à partir de l'expression :

$$V_s = (10,1 * \text{Log}(q_d) - 11,47)^{1,67} (100 fs / q_d)^{0,3} \quad \text{Équation 7-2}$$

Avec V_s la vitesse d'ondes de cisaillement en (m/s), q_d le terme de pointe dynamique du PANDA en (KPa) et fs / q_d le rapport entre le frottement latéral et le terme de pointe (<5%). La Figure 7-23 présente la confrontation des résultats de la célérité d'ondes de cisaillement du PANDA 3 et celles estimées par la corrélation proposée (Équation 7-3) pour le site à Vernouillet et les barrages de résidus miniers Omega et Javito. Bien qu'il s'agisse seulement d'une corrélation, on peut remarquer la bonne correspondance des valeurs de V_s estimées avec le PANDA 3 et que l'ordre de grandeur de celui-ci est semblable à ce que l'on trouve dans la littérature.

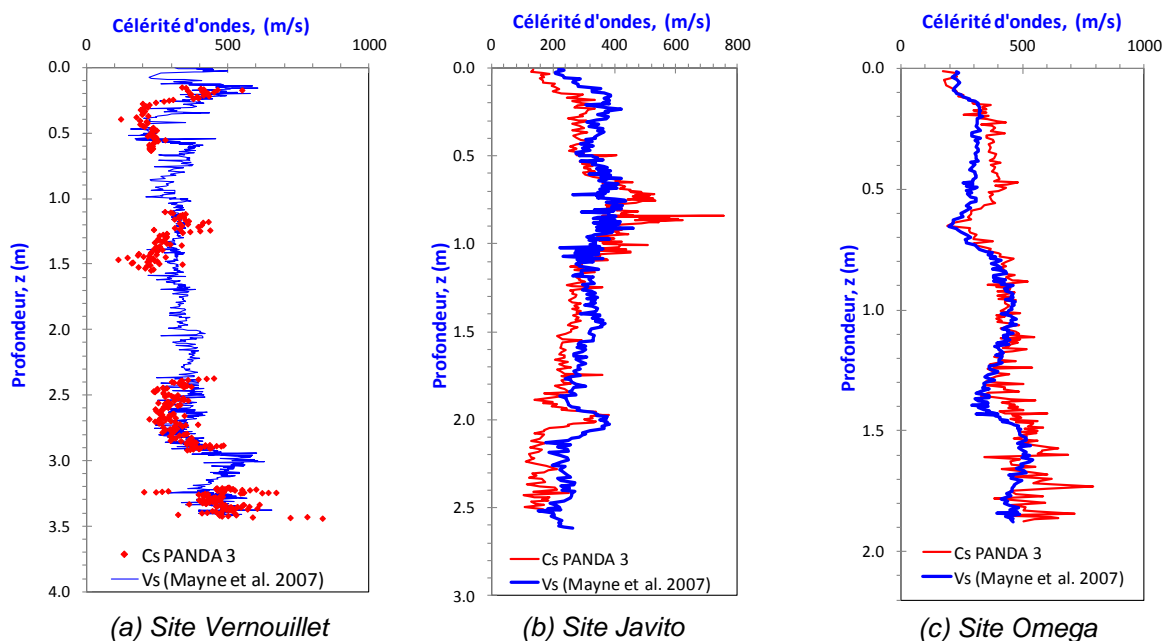


Figure 7-23. Comparaison de la célérité d'ondes calculé pour le PANDA 3 C_s^{P3} et la vitesse d'ondes de cisaillement V_s par la corrélation proposé par (Mayne et al. 2007).

7.5.2. Corrélation C_s (PANDA 3) - V_s (MASW)

Afin de valider les résultats obtenus, il est intéressant d'étudier dans quelle mesure les valeurs des vitesses d'ondes obtenues par ces deux techniques, PANDA 3 et MASW sont corrélables. Pour ce faire, nous avons analysé les résultats obtenus lors des campagnes de caractérisation des sites à Gerzat, Vierzon et Thionville. Compte tenu de la résolution (pas d'échantillonnage) que fournit chaque méthode, nous avons réalisé un lissage par fenêtre glissante sur le pénétrogramme du PANDA 3 afin de corrélérer les résultats avec la méthode MASW.

Malgré la bonne correspondance qu'il existe entre les résultats obtenus pour des vitesses inférieures à 300 m/s, il est possible de constater un grand écart des mesures PANDA 3 (augmentation importante, $C_s^{P3} \geq 500$ m/s) par rapport à celles estimées par la méthode MASW, cela peut être remarqué sur la Figure 7-24. En effet, tout comme pour l'analyse des données du module, diverses raisons peuvent être citées afin d'éclaircir les causes de ce phénomène. Cependant, compte tenu des résultats et des valeurs de vitesse obtenues par rapport à ceux présentés dans la littérature, pour le cas des sols raides ($q_d \geq 20$ MPa) et avec des longueurs de barres importantes ($L \geq 6,0$ m, donc $z \geq 5,0$ m) le raccourcissement élastique des tiges du PANDA 3 vient perturber les mesures effectuées.

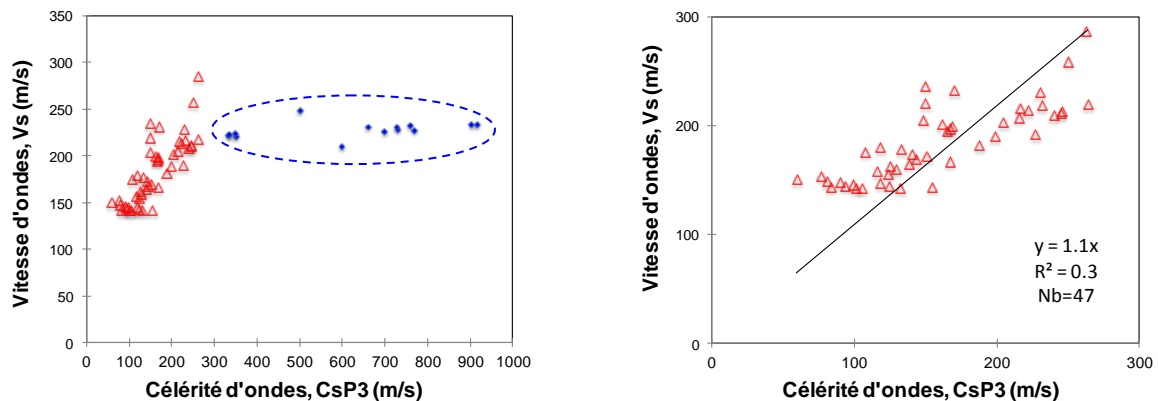


Figure 7-24. Corrélation V_s (MASW) et C_s (PANDA 3) – Sites Gerzat, Vierzon et Thionville :
(a) ensemble des mesures et (b) corrélation des mesures inférieures à 300 m/s.

7.6. Conclusions

Dans les paragraphes précédents, on a présenté les résultats obtenus dans différentes campagnes expérimentales in-situ, permettant de tester le PANDA 3 en conditions réelles tout en incluant les aléas propres à la géotechnique (mise en place, réalisation des essais, variabilité spatiale des propriétés du terrain, profondeur d'investigation ...). La réalisation de ces campagnes nous a permis de confronter les résultats obtenus avec ceux mesurés par le biais d'autres techniques (pénétrömètre CPTu, pressiomètre et géophysique MASW). Les sites choisis pour ces expériences sont assez différents (en ce qui concerne le contexte et les problèmes géotechniques associés) et correspondent au terrain expérimental de Gerzat, dans la région du Puy de Dôme, trois sites ferroviaires français (Vierzon, Vernouillet et Thionville) et deux barrages de résidus miniers au Chili.

La réalisation de ces campagnes nous a permis tout d'abord de montrer la faisabilité d'un tel essai et d'identifier les différentes limites d'utilisation dans l'état actuel de développement (profondeur maximale d'auscultation de 6,0m pour des sols compacts). De même, nous avons pu identifier la richesse de l'information continue sur chaque courbe charge-enfoncement obtenue lors du battage pénétrométrique. En effet, l'essai PANDA 3 a été capable de fournir des mesures jusqu'à 6 à 7 m de profondeur dans la plupart des cas et d'identifier des singularités et des transitions de couches que d'autres techniques n'arrivent pas à mettre en évidence. Les résultats obtenus sont très satisfaisants en termes qualitatifs et quantitatifs.

Par ailleurs, en ce qui concerne les résultats fournis par l'essai, on observe qu'il existe une bonne correspondance entre les résultats obtenus (résistance de pointe, vitesse d'ondes de cisaillement et module de déformation) avec ceux obtenus au moyen d'essais « classiques », à savoir la méthode MASW, le pressiomètre, le PANDA 2 et le CPTu. Toutefois, les expériences doivent se poursuivre afin de valider tout l'intérêt porté sur cette nouvelle technique d'auscultation des sols.

Chapitre 8 : Application de la technique de mesure aux pénétromètres lourds type DPSH : Faisabilité du GRYZZLY 3

8.1. Contexte et problématique de l'étude

Le GRYZZLY est un pénétromètre dynamique lourd (DPSH) monté sur chenilles et destiné à la reconnaissance des sols et au contrôle de compactage. Le principe de mesure est identique à celui des pénétromètres dynamiques. Cependant, pour chaque impact du marteau, une procédure numérique automatisée permet de mesurer, de calculer et d'enregistrer l'enfoncement s et la résistance de pointe q_d calculée avec la formule des Hollandais (Benz-Navarrete et al. 2012). Le traitement des signaux mesurés et enregistrés est réalisé à l'aide du logiciel GRYZZLY.

Nous avons équipé cet appareil de différents capteurs permettant d'adapter la technologie et le principe de mesure du PANDA 3 au cas des pénétromètres lourds. L'objectif principal est d'étudier la faisabilité d'un tel essai et d'identifier les verrous technologiques et scientifiques relevés lors des expériences.

Le pénétromètre est ainsi équipé avec la tête de mesure présentée sur la Figure 8-1.a. L'ensemble constitué par le pénétromètre, la tête de mesure et la chaîne d'acquisition représente par analogie le pénétromètre GRYZZLY 3. Par ailleurs, avec le GRYZZLY 3 et sa tête de mesure, on cherche à développer deux applications :

- l'étalonnage en énergie des pénétromètres dynamiques tel que décrit dans les normes (ISO 22476-2 et ASTM D4633-10),
- l'adaptation de l'instrumentation et le procédé de mesure du PANDA 3 au cas des pénétromètres lourds permettant d'obtenir la courbe charge-enfoncement en pointe et donc ausculter le sol sur de plus grandes profondeurs.

8.2. Mesure de l'énergie lors du battage pénétrométrique

Pour les pénétromètres dynamiques, la source d'énergie utilisée pour enfoncer la pointe dans le sol résulte de l'impact du marteau. Le transfert de cette énergie au train de tiges puis au sol a été pendant très longtemps expliqué par la théorie des chocs de Newton, alors qu'on sait aujourd'hui qu'il est mieux représenté par l'équation de l'onde, où l'énergie est transmise sous forme d'une onde.

(Schmertmann and Palacios 1979) ont été les premiers à mesurer la propagation des ondes lors du battage pénétrométrique pour étudier l'énergie transmise aux tiges et l'efficacité du battage. Plus tard, de nombreux auteurs se sont intéressés au sujet (Sy and Campanella 1991; Abou-matar and Goble 1997; Farrar 1998; Daniel et al. 2005; Odebrecht et al. 2005). En France, (Aussedat 1970) a été le premier à introduire ce type de mesures (avant Schmertman et Palacios) et plus tard (Gonin 1996) (Gonin, 1996) a relancé le problème par l'étude analytique du battage pénétrométrique. (Gourvès 1991) et (Benz-Navarrete 2009), à l'aide des pénétromètres PANDA et PANDA2, ont été les premiers à appliquer ces approches permettant ainsi de mesurer l'énergie vraiment transmise aux tiges pour chaque impact du marteau. Cependant, personne en France n'a étudié le transfert d'énergie et l'effet de la longueur des tiges, pour le cas des pénétromètres lourds.

Aujourd'hui, en Europe comme dans le monde, les spécifications (ASTM D 4633-10, EN ISO 22476-2) exigent un étalonnage fréquent de l'énergie de battage des pénétromètres dynamiques. Néanmoins, dans la pratique, on continue à compter le nombre de coups (ou l'enfoncement par coup) et à s'en servir pour des calculs sans aucune correction de la valeur enregistrée sur le terrain.

8.2.1. Mesure de l'énergie et calcul de l'efficacité du système de battage

Dans la pratique, pour mesurer l'énergie transmise aux tiges, il existe deux méthodes principales : la méthode *EF2* (Schmertmann and Palacios 1979) et la méthode *EFV* (Sy et Campanella 1991). Celles-ci diffèrent par le type et la quantité de capteurs (jauges extensométriques et accéléromètres), employés ainsi que sur le choix de certaines conditions aux limites (changement d'impédance, longueur de tige...).

- Méthode *EF2*
$$EF2(t) = \frac{c}{EA} \int_{t_0}^{t_0+2L/c} F(t)^2 dt$$
 Équation 8-1

- Méthode *EFV*
$$EFV(t) = \int_0^t F(t)v(t)dt$$
 Équation 8-2

avec c la célérité des ondes (m/s), E le module d'Young (MPa) et A la section des tiges (m^2).

Bien que des efforts aient été réalisés pour améliorer la méthode *EF2* (Matsumoto et al. 1992), la méthode *EFV* s'avère la mieux adaptée au battage pénétrométrique (Benz-Navarrete 2009). L'efficacité du système de battage est exprimée par le biais du coefficient d'efficacité C_E défini comme le rapport entre l'énergie transmise aux tiges par l'impact et l'énergie de battage théorique (souvent Mgh). Il a été montré que le coefficient C_E n'est pas constant, mais qu'il dépend, hormis du système de battage, de la longueur de tiges employée (Schmertmann and Palacios 1979; Daniel et al. 2005).

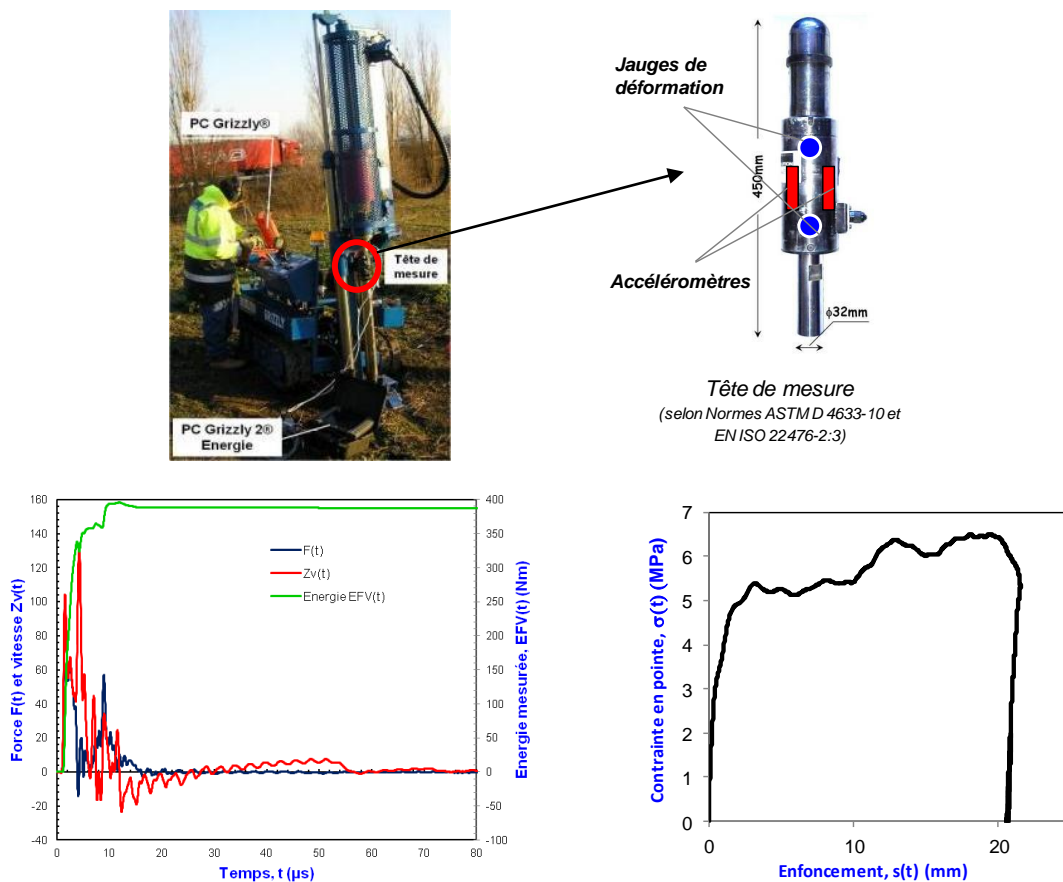


Figure 8-1. (a) Tête de mesure GRIZZLY 3, (b) exemple de mesures réalisées à l'aide de la tête GRIZZLY 3 et (c) exemple de courbe charge-enfoncement en pointe.

8.2.2. La tête de mesure du GRIZZLY 3

Pour mesurer l'énergie transmise aux tiges du GRIZZLY, Sol Solution a conçu une tête de mesure équipée de différents capteurs (jauges et accéléromètres) selon les recommandations des normes (ASTM D 4633-10, EN ISO 22476-2). La géométrie de la tête a été étudiée pour réduire les hautes fréquences introduites par les chocs acier/acier mais aussi pour s'adapter facilement au train de tiges de n'importe quel pénétromètre. Les capteurs sont reliés à la chaîne d'acquisition à l'aide d'un connecteur unique, ce qui facilite énormément la mise en place. Chaque impact mesuré est traité, enregistré et affiché en temps réel sur l'écran du PC à l'aide du logiciel « *GrizzlyWave* ». L'énergie transmise au train de tiges est calculée en temps réel pour chaque impact. A la fin d'un sondage, les mesures peuvent être mises en correspondance avec la mesure de profondeur réalisée durant le sondage.

8.2.3. Validation expérimentale – Etude de l'énergie transmise

Deux terrains ont été auscultés dans le but d'une part de valider les résultats obtenus avec le Grizzly en termes de résistance de pointe et d'autre part de déterminer l'énergie réellement transmise aux tiges en fonction de la profondeur du sondage.

a) Répétabilité et fiabilité des mesures

Sur le site de Vernouillet décrit dans le [paragraphe § 1.1.2](#), deux sondages GRIZZLY ont été réalisés. L'objectif étant de comparer les pénétrogrammes obtenus et de valider leur reproductibilité. De plus, trois sondages PANDA 2 ont été réalisés dans le voisinage de ces essais pour évaluer la fiabilité des résultats obtenus par le biais d'une comparaison.

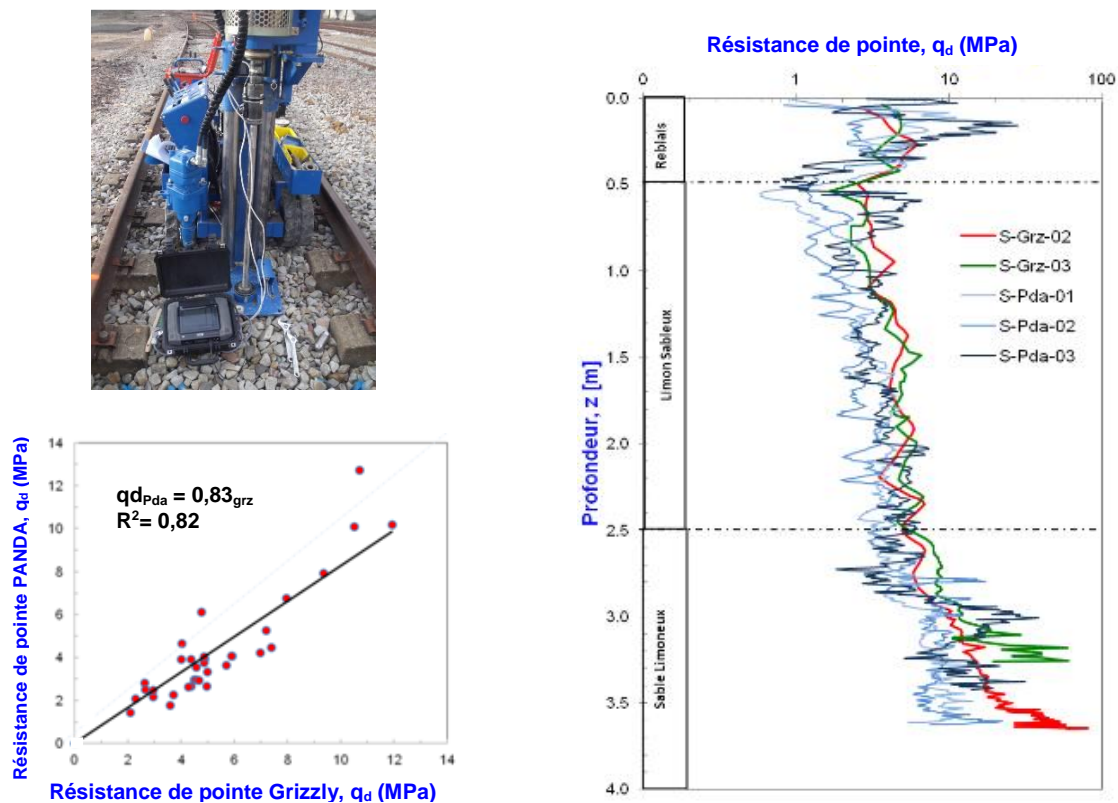


Figure 8-2. (a) Essais sur voie ferrée à Vernouillet, (b) comparaison des pénétrogrammes PANDA 2 et GRIZZLY et (c) corrélation de données obtenues (site Vernouillet)

Les résultats obtenus (Figure 8-2) montrent d'une part la bonne répétabilité des mesures sur site avec le pénétromètre GRIZZLY et d'autre part qu'il existe une très bonne corrélation avec les résultats obtenus avec le pénétromètre PANDA 2. Les expériences réalisées en parallèle à cette recherche sur différents sites montrent qu'il existe une corrélation presque parfaite entre les pénétromètres PANDA 2 et GRIZZLY (Figure 8-2 (b) et (c))

b) Energie de battage et coefficient d'efficience

La détermination de l'efficience de battage C_E est très importante lorsqu'on ausculte le sol à l'aide d'un pénétromètre dynamique. En effet, la résistance de pointe q_d est proportionnelle au nombre de coups N et celui-ci est inversement proportionnel à l'efficience du système de battage. De plus, la valeur de C_E n'est pas constante mais elle dépend de la longueur des tiges.

Pour déterminer la valeur de C_E du GRIZZLY et sa variation en fonction de la longueur de tiges nous avons enregistré chaque impact fourni lors du battage sur le site de Gerzat (décrit au paragraphe § 1.1.2). Deux sondages ont été réalisés à 9 m de profondeur.

Pour déterminer l'énergie transférée nous avons utilisé la méthode *EFV*. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 8-3.

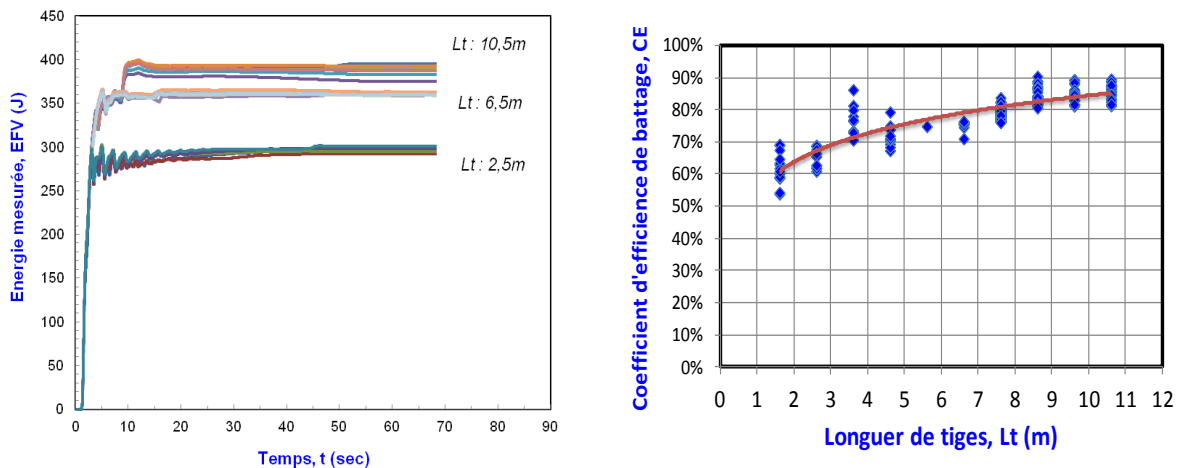


Figure 8-3.a) Courbes de transfert d'énergie aux tiges pour différentes longueurs de tiges et b) variation du coefficient d'efficience C_E en fonction de la profondeur.

On peut remarquer que l'énergie transmise lors du battage n'est pas constante, mais est fonction de la longueur du train de tiges. Ainsi, pour le cas du GRIZZLY, on considérera les valeurs suivantes :

$$C_E = 0,75 \text{ pour une longueur } L_t < 4 \text{ m,}$$

$$C_E = 0,8 \text{ pour } 4 < L_t < 6 \text{ m,}$$

$$C_E = 0,85 \text{ pour } 6 < L_t < 10 \text{ m}$$

$$C_E = 0,88 \text{ pour } L_t > 10 \text{ m.}$$

Les corrections obtenus sont cohérentes avec les données rapportées dans la littérature, et sont bien corrélées avec celles présentées par (Morgano et Liang 1992). Ces valeurs pourraient être intégrées au logiciel GRIZZLY pour permettre de corriger in situ et en temps réel la valeur de N ou de l'enfoncement par coup mesuré lors du contrôle de compactage.

8.3. Bilan

La répétabilité et la fiabilité des résultats obtenus à l'aide du GRIZZLY ont été montrées par le biais des essais in-situ et des comparaisons avec les essais au PANDA 2. Nous avons également déterminé la quantité d'énergie transmise aux tiges lors du battage GRIZZLY et nous avons vu que celle-ci est variable et fonction de la longueur de tiges, tel qu'indiqué dans la littérature. Il est donc nécessaire et aujourd'hui possible au moyen du GRIZZLY d'adapter la valeur du coefficient d'efficacité en fonction de la profondeur afin d'obtenir des valeurs de résistance non biaisées.

Enfin, l'instrumentation du pénétromètre dynamique GRIZZLY 3 ouvre les portes à une correction automatique de la valeur enregistrée lors du sondage mais aussi à une analyse des signaux similaire à celle proposée pour le PANDA 3. Néanmoins, il est nécessaire de réduire l'énergie du battage pour réaliser l'interprétation de la courbe charge-enfoncement. En effet, les sols ayant une résistance de pointe inférieure à 5 MPa sont fortement cisailés par l'impact du mouton, sans pouvoir analyser la phase élastique, comme le montrent les courbes charge-enfoncement de la [Figure 8-4\(a\)](#). En revanche, lorsque les valeurs de résistance sont supérieures à 5 MPa et les enfoncements de l'ordre de 20 mm, la phase élastique est exploitable sur les courbes charge-enfoncement ([Figure 8-4\(b\)](#)).

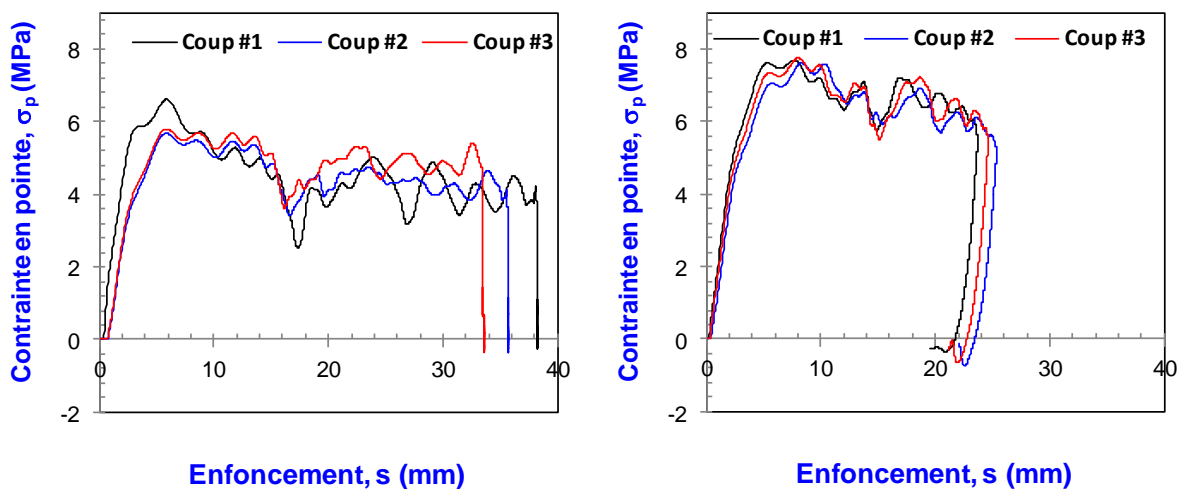


Figure 8-4. Résultats courbe charge-enfoncement pour plusieurs coups : (a) courbe où la phase élastique est inexploitable (résultats obtenus à 0,20 m de profondeur) et (b) courbes où la phase élastique du sol est exploitable (résultats obtenus à 3,00 m de profondeur).

En effet, l'utilisation d'une énergie de battage constante rend moins facile ce genre de mesures dans le cas des sols mous, car l'énergie de battage est relativement importante et l'enfoncement à chaque coup est relativement élevé. Par conséquent l'interprétation des valeurs obtenues est dégradée. Dans le cas des sols raides, l'énergie de battage est insuffisante pour enfoncer la pointe dans le sol, et par conséquent l'essai ne peut pas être effectué.

Les pénétromètres dynamiques à énergie variable sont ainsi une alternative aux pénétromètres dynamiques à énergie constante puisque la force de frappe est adaptative en fonction de la dureté des sols.

Conclusion

Dans cette partie, nous avons réalisé des essais *in-situ* afin de comparer les résultats obtenus au PANDA 3 avec d'autres essais ainsi que pour tester la faisabilité de l'essai en terrain naturel et en conditions réelles. A partir des résultats obtenus, plusieurs enseignements peuvent être tirés.

Tout d'abord, on a pu vérifier la faisabilité de l'essai dans des conditions réelles et pour la reconnaissance géotechnique à faible profondeur (inférieure à 7 m). En effet, des profondeurs de 6 m ont été atteintes sans difficultés avec le PANDA 3. Par ailleurs, la reproductibilité des résultats en conditions similaires et la sensibilité des mesures aux conditions locales du milieu traversé (nature, compacité ...) a été vérifiées également.

Tout au long de ce travail nous avons également comparé la valeur de la résistance de pointe obtenue avec celle du PANDA 2. Nous avons remarqué que les signatures et les allures des pénétrogrammes obtenues sont très proches et que la corrélation existante entre les termes de pointes mesurées par chaque appareil est très bonne.

Ensuite, nous avons comparé les paramètres obtenus à l'aide du PANDA 3 (module de déformation, résistance de pointe et célérité des ondes de cisaillement) avec ceux obtenus par le biais d'autres essais tels que le pressiomètre, la méthode MASW, le pénétromètre statique CPTu et le PANDA 2. Dans tous les cas, on a tenté d'établir des corrélations entre les valeurs données par chaque essai. Toutefois, la quantité de sondages et de points de mesure effectués restent insuffisants pour nous permettre d'établir des corrélations robustes. Malgré cela, on a observé une très bonne correspondance entre les paramètres obtenus par le biais des différentes techniques.

En ce qui concerne l'adaptation de la technique proposée au cas des pénétromètres lourds, nous avons montré qu'elle est tout à fait réalisable. Néanmoins, il est nécessaire de réduire l'énergie de battage permettant de solliciter le sol à des contraintes plus faibles. En effet, à l'heure actuelle, l'impact entraîne des contraintes importantes cisillant les sols très rapidement ce qui rend difficile l'interprétation de la courbe charge-enfoncement σ_p - S_p .

Partie IV

Interprétation de la courbe charge-enfoncement

PREAMBULE	118
CHAPITRE 9 : COMPORTEMENT DU SOL EN POINTE SOUMIS A LA PENETRATION DYNAMIQUE	119
9.1. INTRODUCTION	119
9.2. DIFFERENCES ET SIMILITUDES ENTRE PENETROMETRE ET PIEU	119
9.3. MOBILISATION DE LA RESISTANCE DE POINTE SOUS CHARGEMENT DYNAMIQUE.....	120
9.4. MODELES EMPIRIQUES D'INTERACTION SOL-POINTE	121
9.5. MODELES ANALYTIQUES DE PREDICTION DU COMPORTEMENT EFFORT DEFORMATION	122
9.6. BILAN	125
CHAPITRE 10 : INTERPRETATION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX DU COMPORTEMENT EN POINTE 126	
10.1. INTRODUCTION	126
10.2. REFORMULATION DE LA METHODOLOGIE D'EXPLOITATION DES SIGNAUX	126
10.3. CONCLUSION	137
CHAPITRE 11 : VALIDATION EXPERIMENTALE DE LA METHODE PROPOSEE	138
11.1. INTRODUCTION	138
11.2. RESULTATS OBTENUS EN MOULE DE CALIBRATION	138
11.3. APPLICATION IN SITU	149
CONCLUSIONS.....	152

PREAMBULE

Cette étude porte sur l'interprétation de la courbe charge-enfoncement en pointe du pénétromètre dynamique afin d'affiner la méthode d'exploitation de la courbe charge-enfoncement.

Comme il a été montré dans la deuxième partie de ce travail, le PANDA 3 permet d'obtenir pour chaque coup, le comportement du sol en pointe par le biais de la courbe charge-enfoncement σ_p-s_p . Bien que la courbe σ_p-s_p soit très riche en information du point de vue macro-mécanique et micromécanique, la compréhension du mécanisme de déformation du sol autour de la pointe du pénétromètre PANDA 3 n'est pas bien maîtrisée aujourd'hui. De même, l'exploitation de la courbe σ_p-s_p s'appuie sur un modèle de comportement assez simple, mais qui pourrait être amélioré afin de nous permettre d'obtenir plus d'informations à propos des phénomènes mis en jeu sous la pointe pendant l'enfoncement du cône.

L'objectif principal de ce travail est ainsi d'analyser les signaux en pointe du PANDA 3 afin d'améliorer et de compléter l'information obtenue lors de l'essai. Il s'agit plus particulièrement d'obtenir trois paramètres mécaniques du sol, à savoir : le module de déformation E , la cohésion c et l'angle de frottement interne ϕ . Pour ce faire nous nous sommes appuyés sur les observations réalisées à partir des résultats obtenus au laboratoire pour différents sols.

Chapitre 9 : COMPORTEMENT DU SOL EN POINTE SOUMIS A LA PENETRATION DYNAMIQUE

9.1. INTRODUCTION

Le principe et la méthode de mesure du PANDA 3 s'avère très intéressant car il est possible d'évaluer directement les efforts et les déformations induits dans le sol au cours de l'enfoncement et donc d'obtenir des renseignements sur le comportement du sol mis en jeu pendant la pénétration. Néanmoins, son interprétation devient complexe car le signal ne représente qu'une réponse globale du sol situé autour de la pointe. De plus, à la différence d'un essai de pénétration statique, il ne s'agit plus d'un effort de fonçage appliqué à vitesse contrôlée, mais d'une énergie connue communiquée à une tige, dont une part est dissipée dans le sol (amortissement, atténuation) et une autre utilisée pour l'enfoncement (déformation du sol).

Pour effectuer l'exploitation de la courbe charge-enfoncement en pointe, il est nécessaire d'adopter un modèle d'interaction dynamique entre le sol et la pointe, représentant les diverses parties de la réaction du sol impliquées lors du passage de l'onde de compression. Pour ce faire nous nous sommes inspirés des travaux réalisés dans le domaine du battage de pieux. A l'heure actuelle, on considère que la résistance total $R(t)$ est le résultat de la superposition d'une partie statique $R_s(t)$ et d'une partie dynamique $R_d(t)$ représentées par des modèles rhéologiques équivalents, respectivement élastoplastique parfait et visqueux. La composante $R_d(t)$ est ainsi une fonction de la vitesse d'enfoncement et d'un coefficient d'amortissement, noté J_s . Cette fonction repose sur différents modèles (linéaires et non linéaires). Nous avons adopté un modèle linéaire de type (Smith 1962) permettant de simplifier raisonnablement la détermination de ce paramètre. En effet, plus la loi de comportement est complexe, plus le nombre de paramètres nécessaire à sa détermination est important.

Le rappel de la réponse du sol soumis à la pénétration dynamique et les différentes modèles rhéologiques de l'interaction sol-pointe constituera le volet principal du présent chapitre.

9.2. DIFFERENCES ET SIMILITUDES ENTRE PENETROMETRE ET PIEU

La similitude géométrique (simple changement de taille) est souvent un obstacle à la similitude du comportement mécanique (Garnier 1995). Depuis longtemps la théorie de l'essai de pénétration a été expliquée par la capacité portante de pieux, en considérant qu'un pénétromètre est un pieu à modèle réduit (Sanglerat 1972). Néanmoins, la modélisation physique de pieux en chambre d'étalonnage a montré qu'il existe une distorsion des échelles verticales lorsqu'on considère à la fois la pointe et le frottement latéral (Foray 1991).

En revanche et à la différence d'un pieu, l'essai pénétrométrique suppose que la résistance totale R_t opposée au battage agit totalement au niveau de la pointe R_p , et donc que $R_t = R_p$, alors il est possible d'admettre que le pénétromètre, élément élancé, constitue un modèle réduit du pieu et qu'il crée dans le sol des sollicitations homothétiques à celles engendrées par les pieux en pointe (Figure 9-1).

Par ailleurs, le pénétromètre a des propriétés géométriques et mécaniques bien définies et distinctes par rapport aux sols. Cette différence (condition aux limites) permet de décortiquer les deux comportements sous sollicitation dynamique.

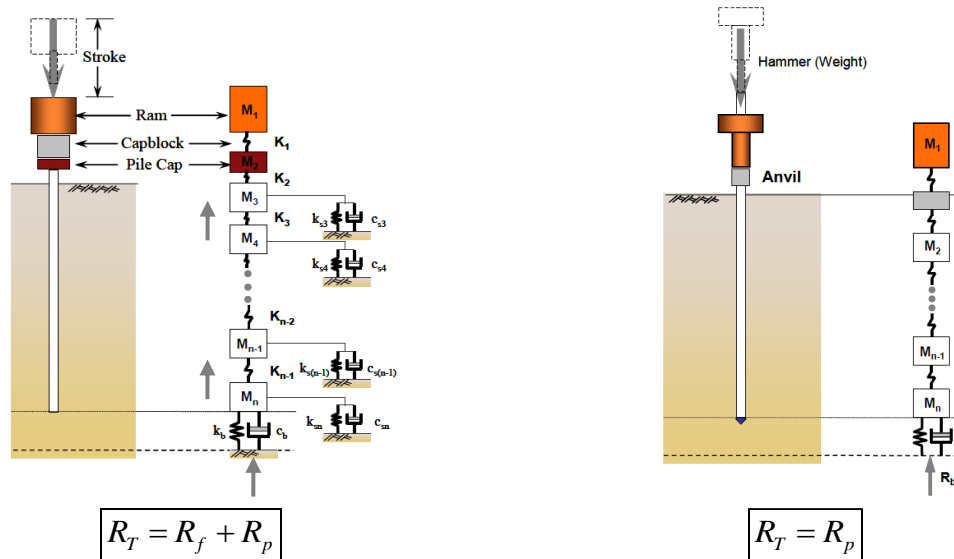


Figure 9-1. Similitude et différence pénétromètre/pieu : (a) la réaction au battage est reprise par friction le long du fût et en pointe du pieu et (b) pour le cas du pénétromètre la réaction au battage reste concentrée dans la pointe (Kim et al. 2010).

9.3. MOBILISATION DE LA RESISTANCE DE POINTE SOUS CHARGEMENT DYNAMIQUE

Le battage pénétrométrique est un problème dynamique fortement non-linéaire. La pointe pénètre dans le sol du fait de l'impact du marteau sur la tête de battage. En conséquence, l'enfoncement de la pointe et le chargement transitoire sont transmis au sol. De même, le sol dans le voisinage immédiat du cône peut stocker de l'énergie (déformation élastique) ainsi qu'absorber de l'énergie par le biais d'une dissipation plastique et d'une dissipation hystérétique. La dissipation plastique se produit dans les zones de fortes contraintes, adjacentes à la pointe, où le sol subit une déformation plastique post-rupture. L'amortissement hystérétique des sols a été largement étudié dans le domaine du génie parasismique (Kramer 1996).

L'énergie est également rayonnée dans le champ lointain (amortissement par radiation). Les études menées dans le domaine des fondations de machines industrielles ont produit des solutions pour l'amortissement par radiation autour de pieux qui peuvent être utilisées dans l'analyse du battage.

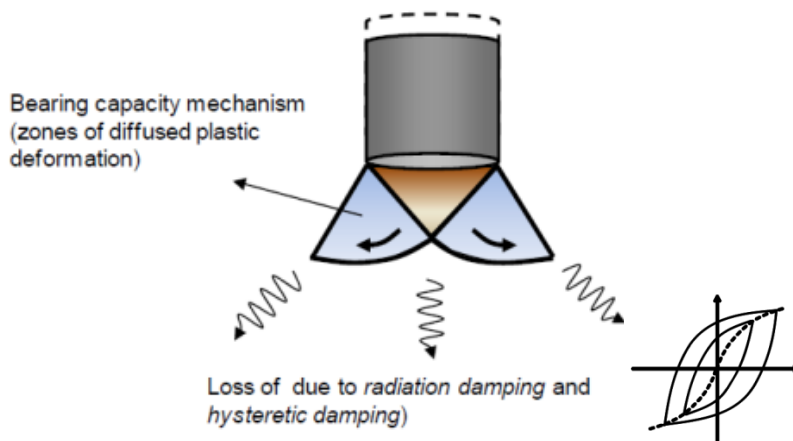


Figure 9-2. Schéma de la mobilisation de la résistance du sol sous chargement dynamique axial (Loukidis et al. 2008).

La déformation plastique est diffusée dans une région qui s'étend de la base du pieu/ou pénétromètre à environ 1 à 2 fois la largeur de celui-ci (Figure 9-2). Le mécanisme plastique ressemble fortement au mécanisme de la capacité portante des semelles. La déformation plastique a lieu dans une zone périphérique à la zone conique. Comme les ondes de cisaillement et de compression du sol se propagent à travers la région externe, l'énergie est perdue en raison de l'amortissement de radiation et hystérétique. La plupart de l'énergie rayonnée par la structure voyage vers le bas, mais une certaine quantité non négligeable de l'énergie est aussi transmise vers la surface du sol (Loukidis et al. 2008).

9.4. MODELES EMPIRIQUES D'INTERACTION SOL-POINTE

Smith en 1960 a proposé un modèle visco-élastoplastique qui permet de représenter le comportement dynamique de l'interface pieu-sol (Figure 9-3). Dans l'optique de Smith, le sol développe une action proportionnelle au déplacement jusqu'à une limite R_u à laquelle correspond le « quake » ou enfoncement élastique. Le fongage rapide du sol autour du pieu donne naissance à un amortissement J représenté par un coefficient proportionnel à la vitesse de déplacement. La résistance totale R_t est alors :

$$R_t = R_u (1 + J V) \quad \text{Équation 9-1}$$

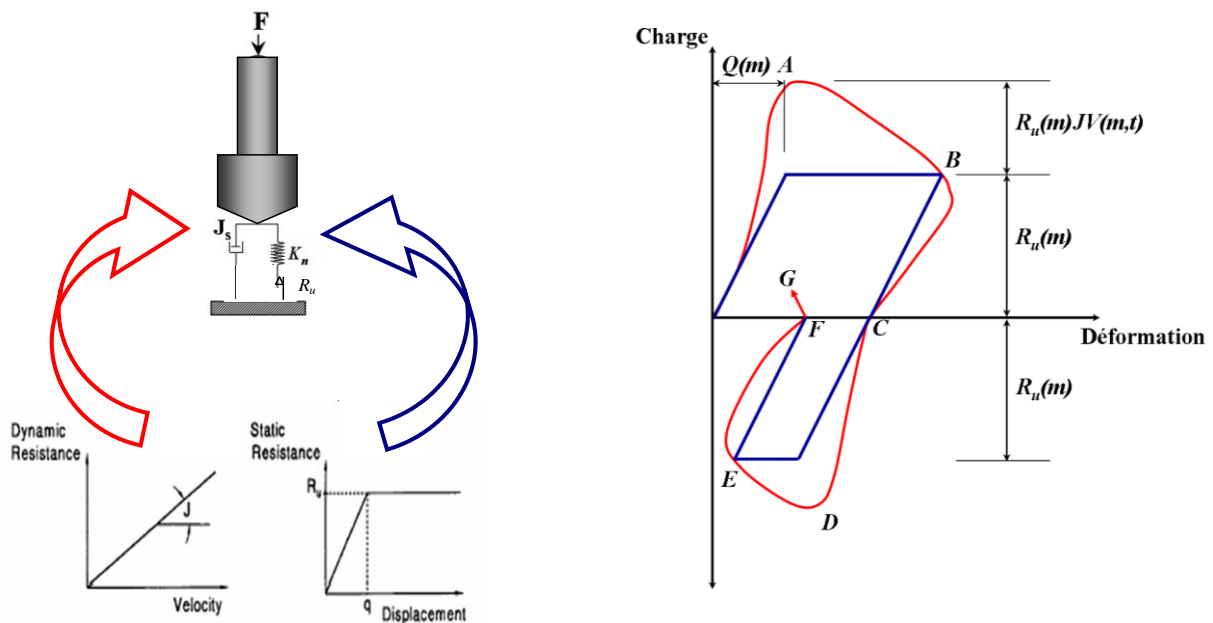


Figure 9-3. Représentation du modèle rhéologique de Smith, 1960

Les nombreuses études expérimentales qui ont suivi la parution du modèle de Smith, ont tenté de préciser les caractéristiques d'amortissement de ce modèle dans des sols variés (Levacher 1983). Les valeurs des coefficients q et J proviennent de corrélations établies entre les résultats des essais et ceux calculés en utilisant ce modèle pour le cas de l'analyse du battage des pieux.

9.4.1. Modifications du modèle de Smith

(Gibson et Coyle 1968) ont conduit des essais triaxiaux avec des chocs pour déterminer le coefficient d'amortissement dans quelques argiles et sables. En utilisant l'Équation 9-1, le paramètre J calculé varie avec la vitesse de déplacement du pieu et l'angle de frottement interne du sable. Pour obtenir des coefficients constants, l'équation de Smith a été modifiée et on propose :

$$R_t = R_u (1 + J V^N) \quad \text{Équation 9-2}$$

Par ailleurs (Wu et al. 1989) ont utilisé une approche analytique pour déterminer le coefficient d'amortissement en fonction des propriétés du sol. La méthode des éléments finis en dynamique, qui intègre un modèle élastoplastique, leur a permis de conclure que le coefficient d'amortissement J n'est pas constant mais qu'il décroît quand la vitesse de pénétration augmente. Cette variation est en accord avec celle obtenue par (Gibson et Coyle 1968) et par (Litkouthi et Poskitt 1980). D'autre part, les résultats de (Wu et al. 1989) ont montré que le facteur J diminue lorsque la durée de l'impact augmente.

(Goble et al. 1975) ont redéfini le coefficient d'amortissement J_s de Smith. Ils proposent que R^d soit proportionnelle à la vitesse de pointe V_p et à un coefficient d'amortissement proportionnel à l'impédance Z du pieu, ce qui donne :

$$R_d = J_c Z V_p \quad \text{Équation 9-3}$$

J_c est appelé facteur d'amortissement ou constante de CASE

On peut constater que l'évaluation de la résistance dynamique R_d totale dépend essentiellement de la vitesse de pointe, ce qui pose problème pour les vitesses de pointe très élevées, lors de battages forts.

9.4.2. Bilan

Les modèles présentés ci-dessus traduisent une approche empirique de l'interaction sol-pieu pendant le battage. Ils ne reposent pas sur une compréhension physique de ce phénomène. Leurs paramètres sont déduits du calage sur les résultats d'essais réels et peuvent varier dans des proportions importantes. Le modèle de (Smith 1960) est cependant repris dans la plupart des programmes de battage sans pour autant qu'il soit justifié par la théorie ou l'expérience.

Le coefficient d'amortissement de Smith n'est pas constant mais décroît quand la vitesse de pénétration augmente. D'autre part, les résultats de (Wu et al. 1989) ont montré que le facteur J diminue lorsque la durée de l'impact augmente.

La méthode Case repose sur des hypothèses qui ne sont pas toujours satisfaites. En effet, pour des valeurs importantes de la vitesse de la pointe, le terme de portance est très affecté par la nature empirique de l'amortissement introduit. De plus, pour élaborer cette méthode, (Goble et al. 1975) n'a pas considéré de près la nature de la mobilisation des efforts résistants à l'interface sol/pieu (Benamar 1992).

9.5. MODELES ANALYTIQUES DE PREDICTION DU COMPORTEMENT EFFORT DEFORMATION

Nous allons présenter dans cette partie les fonctions de transfert de charge les plus utilisées pour estimer le comportement en pointe d'un pieu soumis à une charge axiale, appelées courbes T-Z. Toutefois le lecteur intéressé pourra trouver une description détaillée de ces méthodes dans (Poulos 1989).

9.5.1. Modèle élastoplastique linéaire

La courbe de transfert de charge pour la pointe du pieu peut être approchée en utilisant la solution de Boussinesq pour une semelle rigide reposant sur un espace élastique semi-infini (Poulos et Davies 1990) :

$$Z_b = \frac{Q_b(1-\nu^2)}{2E_s r_0} \quad \text{Équation 9-4}$$

où

Z_b = le déplacement de pointe du pieu,

Q_b = la charge de pointe du pieu,

E_s , ν = le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du sol sous la pointe du pieu et

r_0 = le rayon du pieu.

L'Équation 9-4 peut être exprimée en termes de module de cisaillement en remplaçant E_s par $2G(1+\nu)$ comme suit :

$$Z_b = \frac{Q_b(1-\nu)}{4Gr_0} \quad \text{Équation 9-5}$$

Le résultat de la courbe de transfert de charge Q_b-Z_b obtenue est représenté sur la Figure 9-4.

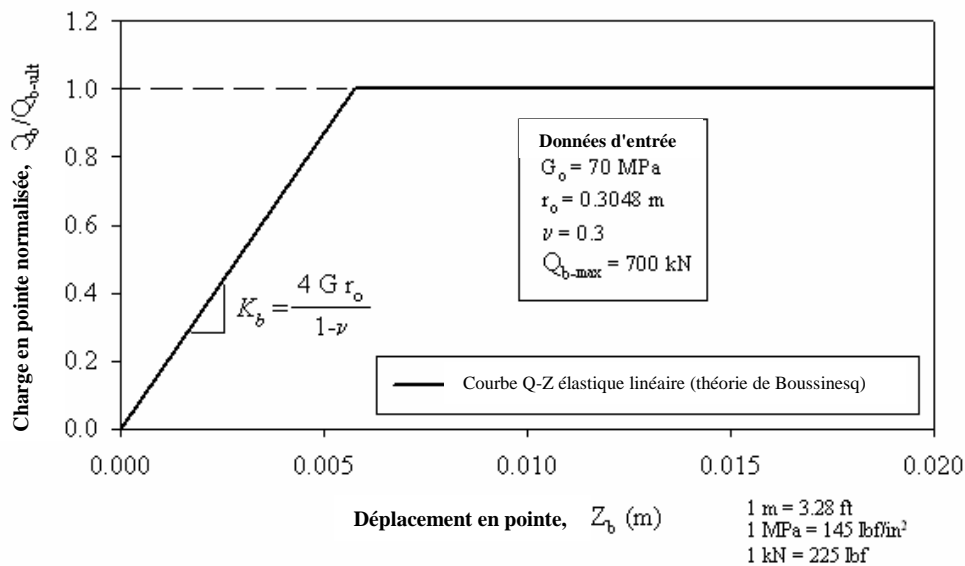


Figure 9-4. Représentation de la courbe Q_b-Z utilisant la théorie de Boussinesq (Randolph et Wroth 1978).

La pente de la partie linéaire de la courbe Q_b-Z correspond au coefficient de raideur du ressort de pointe du pieu, et est donnée par :

$$K_b = \frac{4Gr_0}{1-\nu} \quad \text{Équation 9-6}$$

Dans les équations précédentes, il a été supposé que le comportement effort-déformation du sol est linéaire et élastique. Les paramètres G et ν restent constants avec les niveaux de contrainte ainsi que la distance radiale à partir du pieu. Cependant, la plupart des sols présentent

une relation entre contrainte et déformation qui est fortement non linéaire et leur rigidité peut se réduire rapidement avec la contrainte (Atkinson 2000).

Si des prédictions du tassement sont calculées en utilisant les courbes de transfert de charge élastique linéaire indiquées ci-dessus, il est nécessaire d'introduire dans les calculs les propriétés élastiques appropriées. (Poulos 2001) préconise l'utilisation d'un module de cisaillement sécant correspondant à la plage de charge appliquée au pieu. Pour la pointe d'un pieu dans le sable, (Poulos 2001) recommande d'augmenter le module de cisaillement pour tenir compte de la densification du sol au-dessous de la pointe du pieu. L'application d'une théorie linéaire à un problème non linéaire nécessite un choix judicieux de la valeur des propriétés élastiques utilisées.

9.5.2. Modèle élastoplastique non linéaire

Parce que la nature de la distribution des contraintes de cisaillement au-dessous de la pointe d'un pieu est plus complexe, il n'est pas simple de modéliser la non-linéarité du sol pour les courbes Q-Z. Une première approximation consiste à supposer une variation hyperbolique du coefficient de rigidité du ressort de la pointe du pieu comme celle proposé par (Chow 1986) :

$$K_{secant}^{base} = K_o^{base} \left[1 - f \left(\frac{Q_b}{Q_{b-max}} \right)^g \right] \quad \text{Équation 9-7}$$

où K_o^{base} est égal à K_b de l'Équation 9-6 (pour le cas du sol élastique linéaire). De plus f et g sont des paramètres de calage de la courbe.

L'expression de la courbe de transfert de charge est alors :

$$Z_{base} = \frac{Q_b}{K_o^{base} \left[1 - f \left(\frac{Q_b}{Q_{b-max}} \right)^g \right]} \quad \text{Équation 9-8}$$

La courbe de transfert de charge Q_b - Z obtenue en utilisant l'Équation 9-8 est représentée sur la Figure 9-5. Dans le but de comparer les résultats, les courbes hyperboliques et élastiques linéaires classiques sont également présentées dans le graphique.

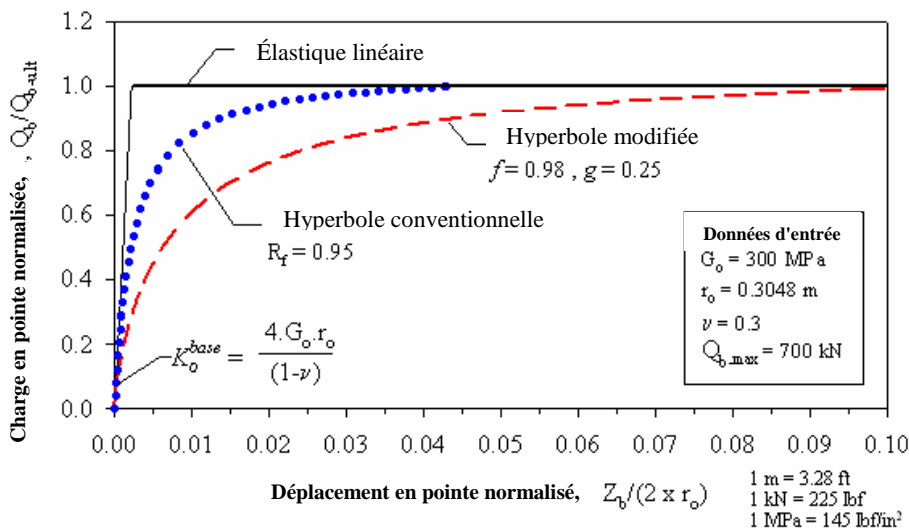


Figure 9-5. Courbes théoriques de Q_b - Z_b en utilisant la théorie de Boussinesq et l'hyperbole modifiée de (Fahey et Carter 1993).

9.6. BILAN

L'analyse bibliographique des lois de comportement des sols pendant le battage a permis de mettre en évidence les limitations du modèle d'interaction viscoélastique proposé par Smith ainsi que ses différentes variantes. En effet, il est évident que la multitude de lois proposées traduit bien les choix empiriques ou intuitifs faits par chaque auteur. Elles répondent plus ou moins simplement au comportement du sol environnant le pieu durant le battage. Plus elles sont compliquées, plus le nombre de paramètres croît, avec en conséquence des difficultés pour les définir ou pour les déterminer. Toutefois, le grand avantage du modèle d'interaction du sol proposé par (Smith1960) repose sur le nombre réduit de paramètres d'entrée utilisés, au nombre de trois : Q (quake : enfoncement élastique), J (coefficient d'amortissement) et R_u .

Quant à l'influence de la vitesse de chargement, les recherches réalisées ne donnent pas une tendance définitive sur la variation de la résistance de pointe en fonction de la vitesse de chargement. Il existe des phénomènes dynamiques qui restent mal connus.

Les modèles analytiques élastoplastiques linéaires décrits auparavant ont été ajustés pour des essais de chargement pseudo-statique des pieux. Le module de cisaillement initial (G_0) apparaît particulièrement difficile à mesurer. (Fahey et al. 1994) ont montré que les méthodes statiques de détermination ne représentent pas de façon appropriée la dégradation du module de cisaillement dans les sables. (Randolph 1994) et (Atkinson 2000) ont proposé d'utiliser comme module de cisaillement initial celui obtenu à partir d'essais dynamiques pour de très petites déformations. De même, dans le modèle élastoplastique non linéaire, il est nécessaire de réaliser un calage des signaux pour obtenir les coefficients f et g .

Chapitre 10 : INTERPRETATION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX DU COMPORTEMENT EN POINTE

10.1. INTRODUCTION

L'étude bibliographique concernant le comportement des sols pendant le battage d'un pieu a permis de montrer la complexité du comportement du sol sous sollicitations dynamiques et la difficulté qu'il y a à évaluer ce comportement. En effet, on ne maîtrise pas suffisamment bien les modèles d'interaction sol/structure et les nombreux paramètres qui y interviennent.

Devant la grande diversité des modèles ainsi proposés, il s'avère donc nécessaire d'étudier expérimentalement de façon détaillée, le comportement dynamique du sol en pointe du pénétromètre dynamique PANDA 3 afin d'identifier les paramètres les plus significatifs du sol et d'en déduire les propriétés caractéristiques.

Par conséquent pour approcher le comportement dynamique du sol à la pointe une représentation fonctionnelle a toujours été souhaitable entre la résistance opposée par le sol et les différentes grandeurs cinématiques décrivant la déformation du milieu étudié, tel que l'enfoncement ou la vitesse en pointe.

La méthodologie adoptée dans le cadre de ces travaux consiste ainsi à déduire directement des résultats expérimentaux, les informations sur le comportement du sol en pointe du pénétromètre dynamique pendant le battage.

Dans cette partie, on présente un ensemble détaillé de résultats expérimentaux déterminés au laboratoire en conditions maîtrisées et obtenus à l'aide du PANDA 3. L'analyse dans le domaine temporel ainsi que fréquentiel permet d'évaluer quels sont les paramètres les plus influents dans la réponse du sol afin de caractériser une loi de comportement. Les résultats sont discutés et analysés pour des sols granulaires mais également pour les sols fins.

10.2. REFORMULATION DE LA METHODOLOGIE D'EXPLOITATION DES SIGNAUX

10.2.1. Résultats expérimentaux

Cette étude s'appuie sur la base de données des mesures dynamiques acquises en laboratoire dans un moule de calibration. Le protocole expérimental pour la confection des éprouvettes ainsi que la description de chaque matériau utilisé ont été décrits dans le [chapitre 6](#) de ce mémoire.

En ce qui concerne le traitement des signaux recueillis lors du battage pénétrométrique nous avons adopté la méthodologie décrite dans le [chapitre 5](#).

Enfin la procédure de construction des signaux en pointe (force, vitesse et déplacement) a été détaillée dans le [chapitre 4](#). Un exemple de signal calculé en pointe est présenté sur la [Figure 10-1](#).

A partir des signaux calculés en pointe et afin d'interpréter les résultats expérimentaux, nous allons analyser dans ce qui suit, les relations suivantes :

- courbes contrainte en pointe - enfoncement $\sigma_p - S_p$,
- courbes contrainte en pointe - vitesse d'enfoncement $\sigma_p - V_p$,
- énergie transmise en fonction de l'énergie consommée par la pénétration $EFV - E_p$,
- évaluation des résultats en domaine fréquentiel.

L'interprétation de telles courbes sera présentée dans le prochain paragraphe.

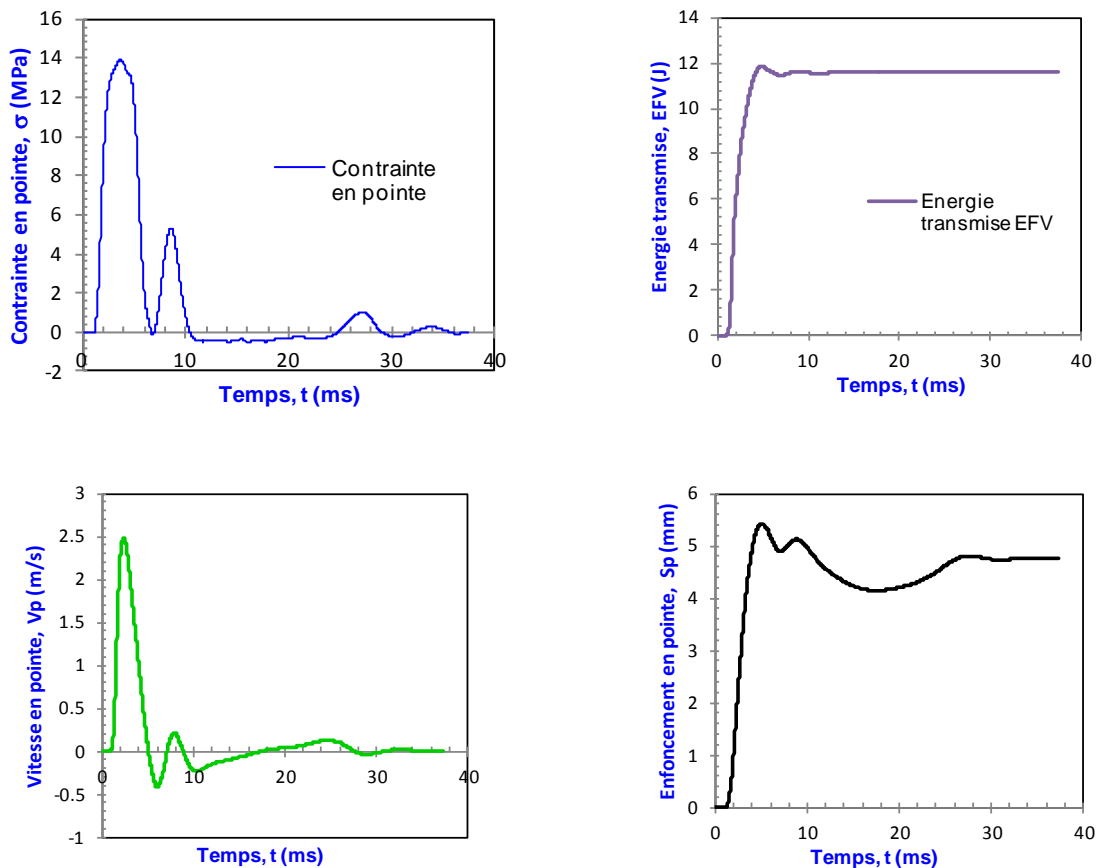


Figure 10-1. Exemple de signaux calculés en pointe à partir de mesures acquises en tête lors du battage pénétrométrique (sable d'Allier DR 80%) et représentés en fonction du temps : (a) contrainte en pointe, (b) énergie transmise au train de tige (c) vitesse d'enfoncement en pointe et (d) enfoncement en pointe.

a) Interprétation des courbes contrainte-enfoncement en pointe σ_p-s_p

La relation entre la résistance dynamique et le déplacement en pointe du pénétromètre est étudiée. Afin de pouvoir comparer les résultats, il a été nécessaire de normaliser la contrainte et le déplacement en pointe par leurs valeurs maximales ($\sigma_{max}-s_{max}$).

Après l'analyse de tous les signaux mesurés lors des essais réalisés en laboratoire, le comportement σ_p-s_p observé peut être divisé en 3 familles selon la nature du matériau ausculté :

- Pour le cas des sables, testés à des états de densité et d'humidité différents, les courbes σ_p-s_p ainsi établies et illustrées sur la Figure 10-2(a), révèlent un comportement similaire et correspondent à un modèle hyperbolique avec un palier d'écroûissage plus ou moins marqué selon le type de sable et la densité relative initiale.
- Pour un sol fin peu plastique tel que le limon CNR, les courbes de σ_p-s_p présentées sur la Figure 10-2(b) montrent un comportement de type hyperbolique avec un palier parfaitement plastique.
- Enfin, pour l'argile de Laschamps (Figure 10-2(c)), les courbes présentent un comportement σ_p-s_p de type élastoplastique visqueux avec une augmentation rapide de la contrainte à faible déplacement.

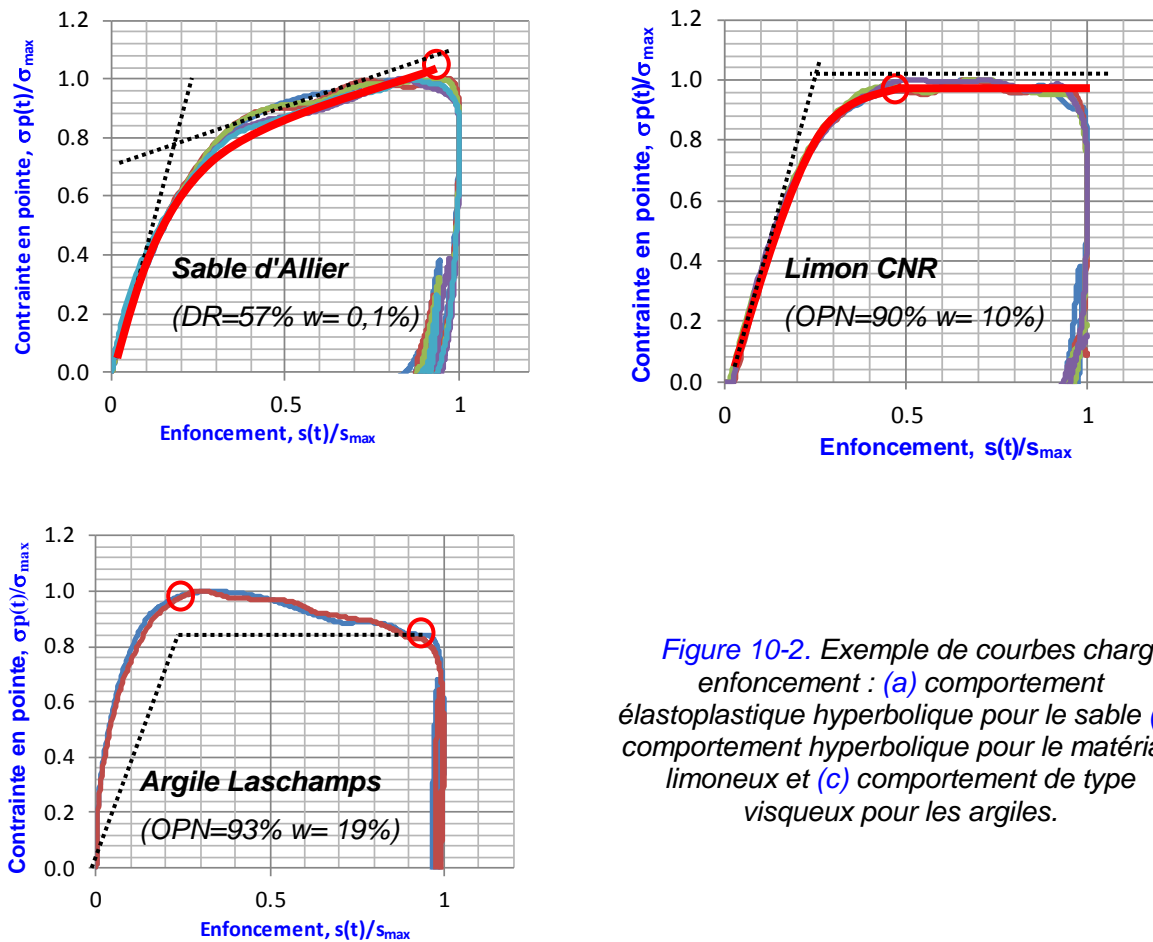


Figure 10-2. Exemple de courbes charge-enfoncement : (a) comportement élastoplastique hyperbolique pour le sable (b) comportement hyperbolique pour le matériau limoneux et (c) comportement de type visqueux pour les argiles.

Cette première analyse met en relief :

- qu'il est possible à partir des courbes σ_p - s_p d'approcher un modèle de type hyperbolique pour les sables ainsi que pour le limon ;
- pour les argiles, il est nécessaire de compléter l'analyse avec une autre relation telle que la contrainte en fonction de la vitesse afin de décrire son comportement visqueux. Cela est l'objet du paragraphe suivant.

b) Interprétation des courbes contrainte-vitesse en pointe σ_p - v_p

L'onde incidente arrivant en pointe du pieu est définie, selon (Heritier et Paquet 1986), par son déplacement et sa vitesse particulière. C'est pourquoi, cette étude porte sur la relation de la résistance dynamique en fonction de la vitesse particulière.

Pour mieux comprendre le comportement dynamique du sol, les signaux sont tracés de façon à obtenir la relation continue de la contrainte en pointe en fonction de la vitesse pour chaque impact.

La Figure 10-3 montre quelques exemples des relations tracées en continu entre la résistance dynamique et la vitesse particulière en pointe, obtenus pour le sable d'Allier ainsi que pour l'argile de Laschamps.

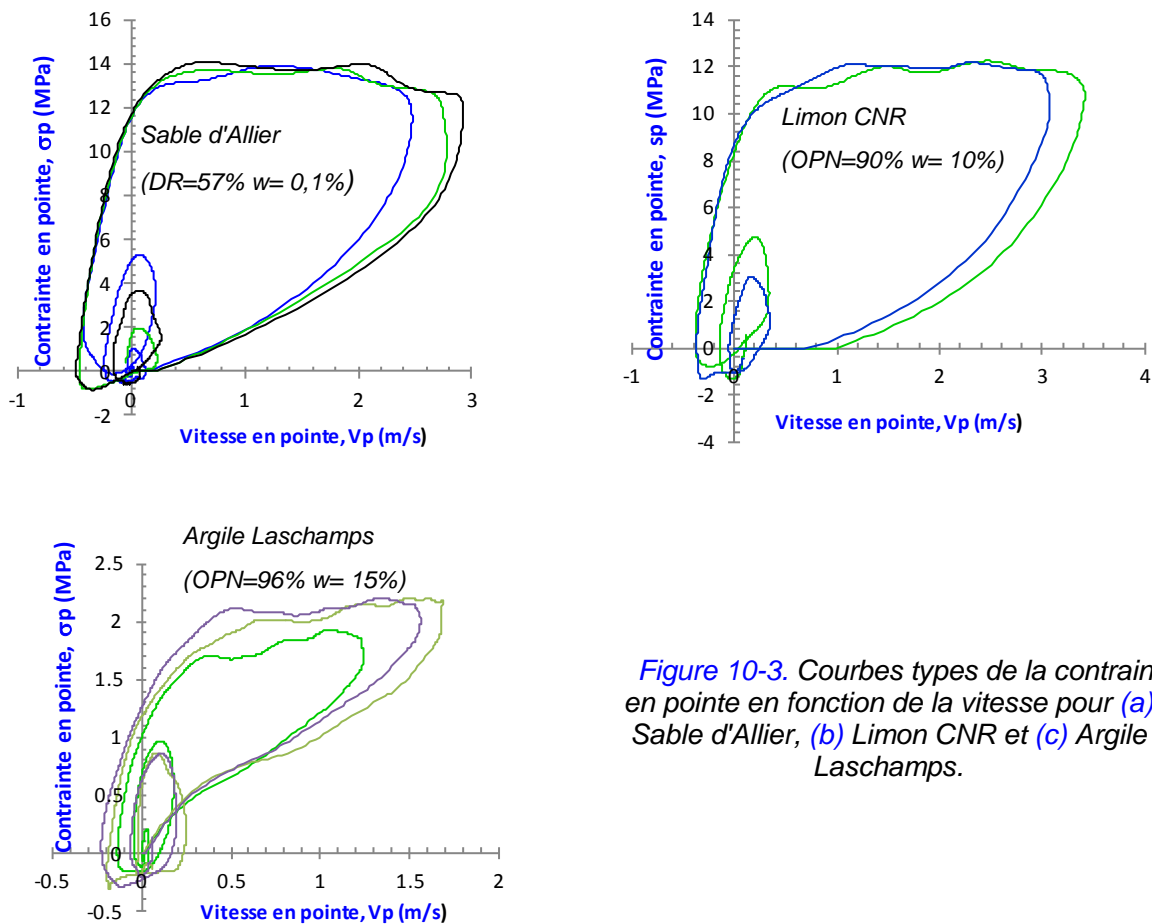


Figure 10-3. Courbes types de la contrainte en pointe en fonction de la vitesse pour (a) Sable d'Allier, (b) Limon CNR et (c) Argile Laschamps.

Nous remarquons que ces courbes ont sensiblement la même allure caractérisée par la présence de plusieurs cycles successifs. L'évolution de chaque cycle est proche de celle suggérée par (Oularbi 1989). Ce dernier a décrit un schéma approximatif de l'allure de ces courbes représenté sur la Figure 10-4.

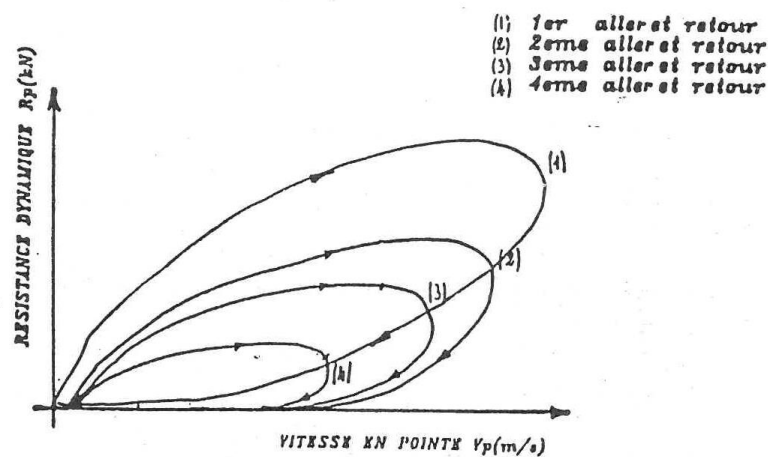


Figure 10-4. Schématisation de l'évolution de la résistance dynamique en fonction de la vitesse particulière, d'après (Oularbi 1989).

L'analyse d'une telle relation montre que chaque cycle présente un point extremum caractéristique du comportement du sol aux différents passages de l'onde incidente en pointe du pénétromètre dynamique. Ce point correspond à la valeur maximale de la vitesse en pointe lors

des différentes réflexions de l'onde. Il est variable suivant l'énergie transmise en tête du pénétromètre.

Dans les résultats obtenus (Figure 10-3), on constate une particularité au niveau du premier cycle, le point caractéristique est alors nettement plus important par rapport à ceux des cycles suivants. Ce phénomène observé pourrait s'expliquer par le fait que, lors de la première réflexion en pointe de l'onde incidente, la résistance opposée par le sol est très grande, il en résulte de ce fait un déplacement très faible. Cette phase correspond à la rupture de la structure du sol par dislocation et mise en mouvement des grains dans le cas des sables. C'est dans une seconde phase, schématisée par les cycles successifs succédant au premier passage de l'onde, que la valeur de la résistance du sol en pointe diminue, résultat d'un réarrangement du squelette. Ce qui peut se traduire par un phénomène de fatigue du sol lors des différents passages de l'onde (Oularbi 1989).

Les résultats concernant les valeurs des points caractéristiques relatifs à chaque cycle sont présentés dans le Tableau 10-1 en fonction de la nature du sol. Ces valeurs ont été obtenues comme la moyenne de 5 impacts pour chaque matériau testé.

Type de matériau	1er cycle		2ème cycle	
	σ_p (MPa)	V_p (m/s)	σ_p (MPa)	V_p (m/s)
Sable d'Allier	3,60	1,61	1,85	0,12
Limon CNR	11,0	3,33	4,60	0,24
Argile de Laschamps	2,13	1,68	0,86	0,08

Tableau 10-1. Valeurs des points caractéristiques de différents cycles de la courbe contrainte-vitesse en pointe.

A partir de ces valeurs obtenues pour différents types de sols étudiés, une relation entre la résistance dynamique opposée par le sol lors du battage et la vitesse particulière à la pointe du pénétromètre est établie. Les valeurs de la résistance dynamique et de la vitesse particulière ainsi utilisées correspondent aux points caractéristiques des différents cycles de la résistance dynamique en fonction de la vitesse particulière en pointe.

Les Figure 10-5 montrent les allures de courbes relatives aux différents types de sols. La Figure 10-5.(a) montre les points expérimentaux correspondant au premier passage de l'onde incidente à la pointe du pénétromètre pour le cas du sable d'Allier. A la différence des argiles (Figure 10-5.(b)), seule la courbe la plus importante en amplitude est considérée pour le sable, car après le passage de la première réflexion de l'onde incidente, il existe un réarrangement des grains changeant la structure du sol (Oularbi 1989).

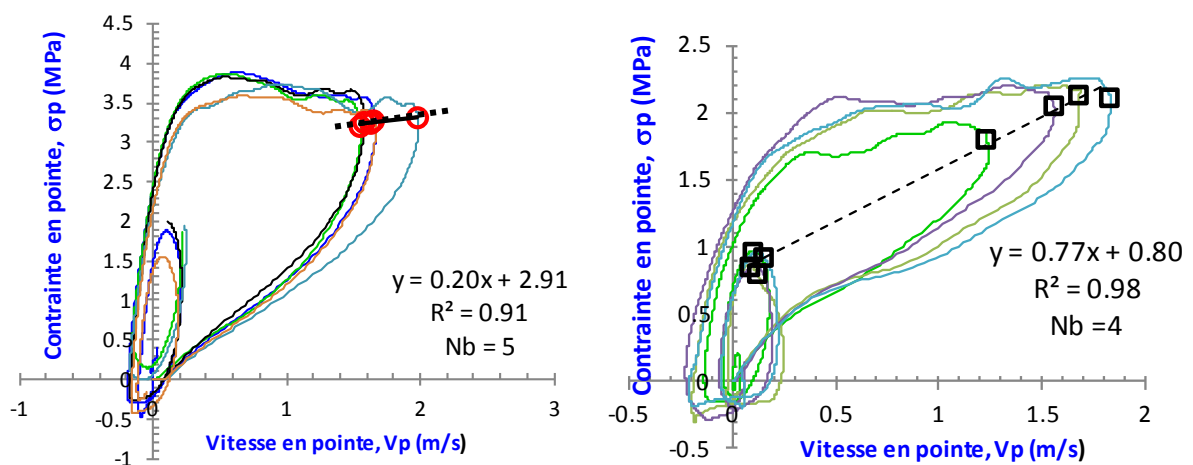


Figure 10-5. Evaluation de la résistance dynamique en pointe en fonction de la vitesse en pointe dans le cas (a) du sable d'Allier et (b) de l'argile de Laschamps.

L'analyse de ces courbes montre une croissance de la résistance du sol en fonction de la vitesse d'enfoncement. La courbe la plus importante en amplitude est assez représentative du comportement du sol en pointe durant la première réflexion de l'onde incidente (Oularbi 1989).

Par ailleurs, nous remarquons la même évolution dans l'argile Laschamps. En effet l'ajustement des points expérimentaux relatifs à chaque type de sol conduit à une relation analytique linéaire définie par :

$$\sigma_p = \alpha V_p + R_{stat} \quad \text{Équation 10-1}$$

où σ_p et V_p sont la contrainte et la vitesse en pointe et R_{stat} la résistance statique définie comme l'intersection avec l'axe des ordonnées dans le graphique $\sigma_p - V_p$. Les valeurs de α sont calculées en fonction de la nature du sol et du nombre de réflexions de l'onde en pointe du pénétromètre.

Pour les différents types de sols étudiés, le Tableau 10-2 donne les valeurs de α et les densités relatives correspondantes.

Type de matériau	I _p /OPN (%)	α (MPa/m/s)	R _{stat} (MPa)
Sable d'Allier	30	0,2	2,91
Argile de Laschamps	90	0,8	0,79
Limon CNR	90	0.5	9,61

Tableau 10-2. Valeurs de α relatives aux différents types de matériau

En conclusion, il existe ainsi une dépendance linéaire entre la résistance dynamique et la vitesse particulière en pointe observée pour tous les types de matériaux étudiés.

c) Relation entre énergie transmise en tête et énergie absorbée en pointe

On propose l'étude de la relation entre l'énergie absorbée en pointe du pénétromètre et l'énergie transmise en tête par le battage.

Les valeurs des énergies utilisées sont calculées :

- au niveau d'une section instrumentée de la tête à partir des signaux de force et de vitesse du pénétromètre dynamique selon la méthode EFV décrits dans le chapitre 9,
- l'énergie absorbée en pointe est calculée à partir de l'intégrale de l'effort-enfoncement en pointe

La Figure 10-6 montre la variation de l'énergie consommée en pointe et de l'énergie transmise pour le marteau pour le sable d'Allier à deux états de densité différents (lâche et moyennement dense). On remarque une différence notable dans l'évolution de l'énergie transmise en pointe au cours du temps pour les deux états de densité. En effet, dans le cas où la densité est faible, l'intervalle de temps sur lequel est transmise l'énergie est compris entre 0 et 10 ms. Par contre, dans le cas du sable moyennement dense l'évolution de l'énergie transmise au sol est dans un intervalle du temps plus court (7 ms). La différence constatée entre ces deux types de réponse peut être expliquée en partie par un phénomène de densification autour de la pointe.

En effet, pour l'état lâche, la densité initiale de mise en place du sable est plus faible donc elle pourrait augmenter pendant le battage jusqu'à atteindre une valeur maximale au-delà de laquelle le sable acquiert un état stable. L'énergie en pointe demeure de ce fait constante, quelle que soit l'énergie transmise en tête par le marteau. Par contre, dans le cas du sable dense, la densité initiale reste sensiblement constante pendant la pénétration du pénétromètre.

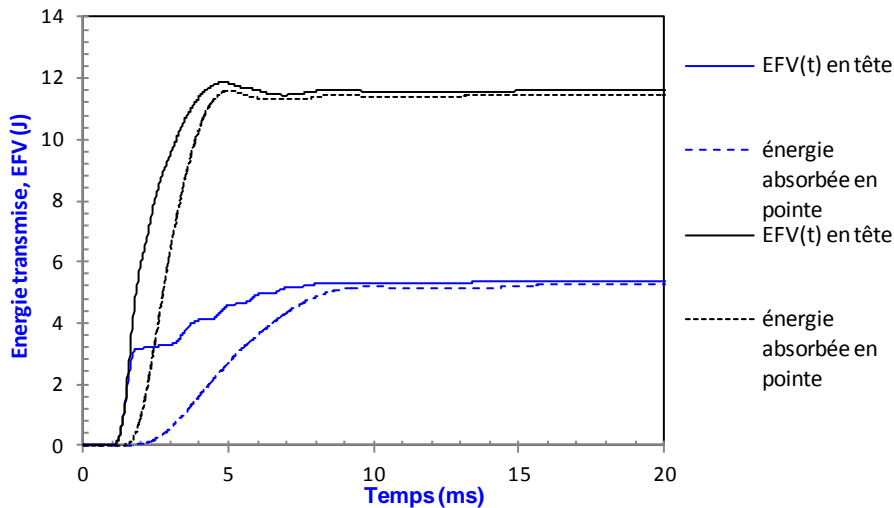


Figure 10-6. Evolution au cours du temps de l'énergie transmise en tête par l'impact du marteau et de l'énergie consommée par le sol en pointe du pénétromètre. Sable d'Allier lâche I_D 30% et moyennement dense I_D 70%.

d) Analyse dans le domaine fréquentiel

Une autre méthode permettant d'exploiter les signaux enregistrés lors du battage pénétrométrique PANDA 3 est celle proposée par (Paquet 1968). En effet, l'onde de choc entraînée par l'impact du marteau et les vibrations du système pénétromètre/sol peut être décrite par la détermination de l'impédance. Celle-ci est obtenue par les méthodes classiques de transformée de Fourier permettant d'obtenir les fonctions de transfert et de tracer ainsi les courbes d'accélération et/ou de mobilité. L'analyse de cette courbe permet d'identifier le comportement suivant 3 intervalles de fréquence bien définis du système sol/pénétromètre (Figure 10-7) : une partie linéaire à basse fréquence est identifiée par un ressort, une partie équivalente à un amortisseur et enfin une partie constante équivalente à la masse du système (Paquet 1968).

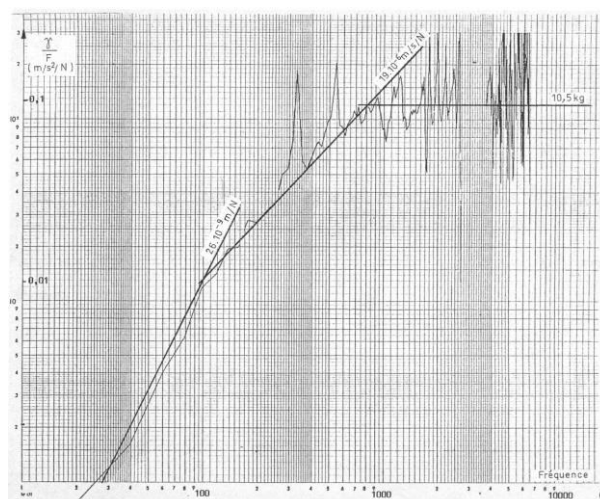


Figure 10-7. Accélération (Heritier et Paquet 1986).

En s'appuyant sur cette analyse nous allons tracer les courbes d'accélération pour les trois sols en étude en fonction de différents états de densité. La Figure 10-8 présente des courbes types pour un sable d'Allier, un limon CNR et une l'argile de Laschamps. On remarque qu'en

basces fréquences, il existe une proportionnalité presque linéaire entre la FFT de la force et la FFT d'accélération. Cette proportionnalité comprend une gamme de fréquence plus au moins large en fonction de la densité initiale du milieu.

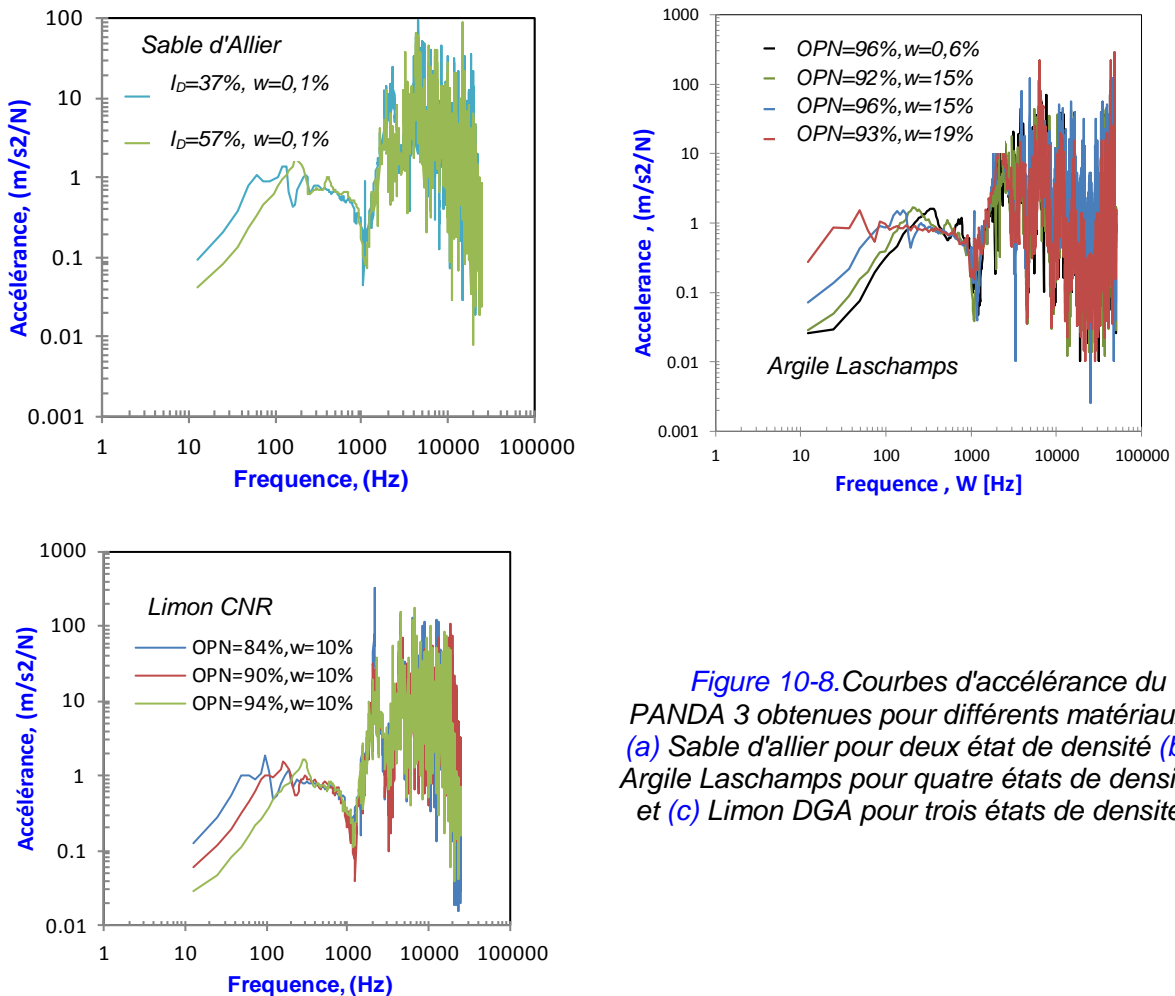


Figure 10-8. Courbes d'accélération du PANDA 3 obtenues pour différents matériaux (a) Sable d'allier pour deux états de densité (b) Argile Laschamps pour quatre états de densité et (c) Limon DGA pour trois états de densité

10.2.2. Bilan

L'ensemble des résultats expérimentaux présentés permet de tirer les conclusions suivantes :

- L'étude des courbes contrainte-enfoncement en pointe pour des matériaux de nature différente a montré qu'il existe trois types de comportement différents. Ainsi pour le sable le comportement est décrit par le biais d'un modèle hyperbolique avec écouissage en fonction du serrage de grains. Quant au matériau fin peu plastique comme le limon CNR, il présente un comportement hyperbolique parfaitement plastique. Enfin, pour l'argile de Laschamps le comportement est de type élastoplastique visqueux.
- L'étude des courbes contrainte-vitesse en pointe pour les sols étudiés a montré une variation linéaire. Ainsi le comportement peut être représenté par un modèle d'amortisseur visqueux.
- L'étude de l'énergie transmise en tête du pénétromètre et de l'énergie consommée par la pénétration a permis d'identifier, pour le sable d'Allier, qu'au-delà d'une certaine valeur d'énergie d'impact transmise par l'impact, l'énergie consommée par la pénétration semble demeurer constante.

- Il est possible d'utiliser l'analyse spectrale proposée par Paquet pour le cas d'un pénétromètre dynamique permettant d'estimer la raideur en basse fréquence du système sol/pénétromètre.

10.2.3. Formulation du modèle d'interaction pointe/sol

Après l'analyse des résultats d'essais réalisés en laboratoire, le comportement observé du sol en pointe lors de l'essai de pénétration peut être raisonnablement exploité à deux niveaux. En effet les recherches menées autour du battage de pieu ont montré qu'il existe un comportement différent avant et après la rupture (Dali 1993) nous allons pouvoir :

- des paramètres élastiques à faible niveau de déformation et
- des paramètres de rupture une fois atteinte la limite plastique ainsi qu'un coefficient d'amortissement dépendant de la vitesse d'enfoncement.

Dans ce qui suit, on présente la méthodologie préconisée pour la détermination des paramètres élastiques et plastiques au cours de la pénétration dynamique.

Afin d'étudier la répétabilité et la reproductivité des paramètres préconisés, nous allons exploiter les mesures dynamiques des essais réalisés au laboratoire et décrits dans le chapitre 6 et dans l'annexe B.

a) Détermination de la raideur dynamique en basse fréquence

(Paquet 1968) a montré qu'il est possible d'estimer la raideur dynamique K_d pour la gamme de fréquences comprises entre 0 et 100hz. En supposant que la pointe pénétrométrique est assimilable à une petite plaque encastrée dans un milieu élastique semi-infini, il est possible, par le biais des expressions proposées par Boussinesq de calculer le module d'élasticité E^{P3}_{kd} en basse fréquence d'après les expressions, Équation 10-2 et Équation 10-3.

$$K_d^{P3} = 2\pi \frac{\Delta\omega}{\Delta M} \quad \text{Équation 10-2}$$

$$E_{Kd}^{P3} = \frac{(1 - \mu^2)}{\phi_p} K_d^{P3} \quad \text{Équation 10-3}$$

avec K_d^{P3} la raideur dynamique déterminée à partir des courbes de transfert ou d'accélération, $\Delta\omega$ la variation de fréquence et ΔM la variation de mobilité dans la plage 0-100Hz, μ le coefficient de Poisson (0,33) et ϕ_p le diamètre du pénétromètre.

À titre d'exemple, la Figure 10-9 montre quelques courbes de mobilité obtenues pour différents matériaux. On constate qu'il existe une variation de l'allure de la courbe de mobilité en fonction de chaque matériau. Le calcul de la raideur dynamique K_d^{P3} montre également l'évolution de la raideur en fonction de l'état de densité ainsi que de la nature des matériaux auscultés.

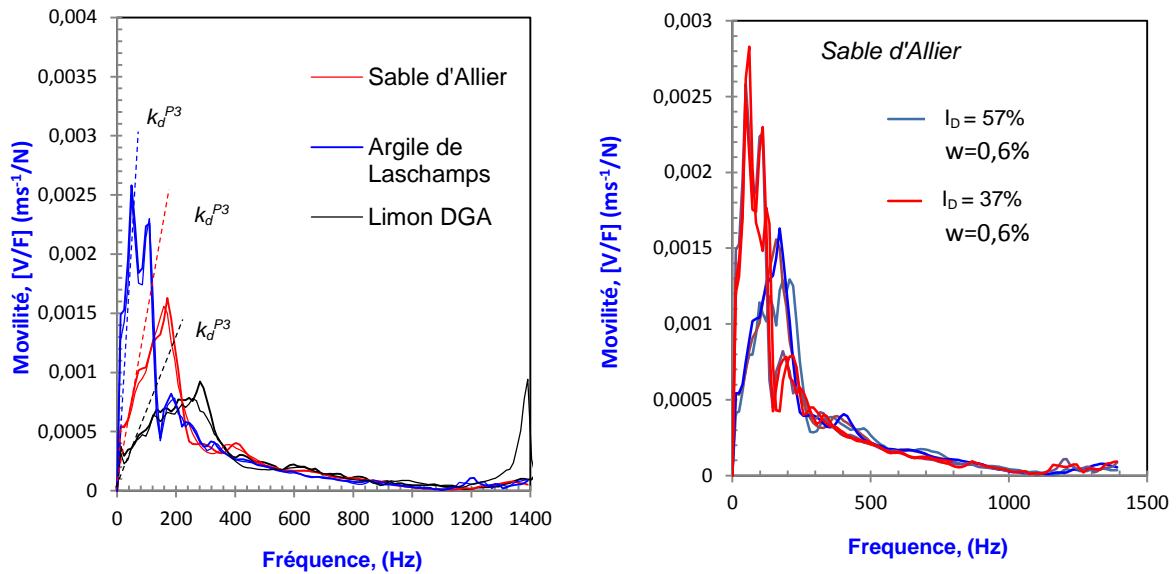


Figure 10-9. Exemple de courbes de mobilité obtenues pour différents impacts : (a) sable d'Allier moyennement dense, Argile Laschamps peu compacte et Limon CNR très dense (b) sable d'Allier à deux états de densité.

b) Détermination des paramètres mécaniques à la rupture ϕ et c

À partir de la courbe expérimentale contrainte-enfoncement, il est possible de déduire des paramètres mécaniques à la rupture du sol. En effet, si l'on adopte la théorie de la capacité portante des fondations profondes (le pénétromètre pouvant être considéré comme un pieu circulaire à échelle réduite), il est possible d'obtenir des valeurs de l'angle de frottement ϕ' ainsi que la cohésion c' (Arbaoui 2003).

Lors de l'analyse des résultats au laboratoire nous avons remarqué, pour le sable d'Allier et le limon CNR, qu'il est possible de décrire le comportement contrainte-enfoncement par le biais d'un modèle de type hyperbolique où le palier de charge présente une asymptote à l'infini dont la pente m , est fortement corrélée à l'angle de frottement interne du sol testé (Zhou 1997) comme le montre la Figure 10-10.

Afin de garder la simplicité de l'approche, pour les sols pulvérulents, les effets visqueux sont négligés et la contrainte dynamique en pointe est considérée comme égale à la charge ultime statique. De même, l'angle de frottement interne et la cohésion sont considérés comme valeurs non drainées (c et ϕ).

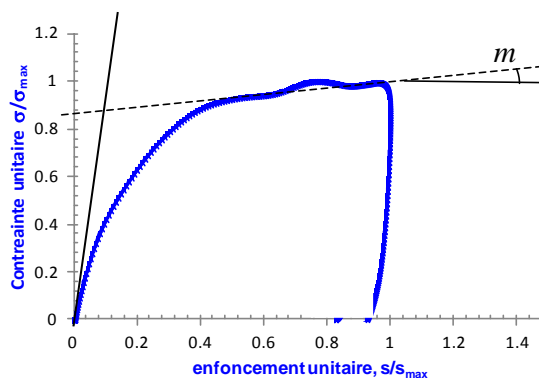


Figure 10-10. Exemple de courbe contrainte enfoncement pour le sable d'Allier et le paramètre « m » de la pente du palier de charge.

On peut alors écrire :

$$m = \frac{P_{p2} - P_{p1}}{\Delta h_2 - \Delta h_1} = \gamma_h N_q \quad \text{Équation 10-4}$$

avec

$$P_{pi} = 1,3 c N_c(\varphi) + \gamma_h (D + \Delta h_i) N_q(\varphi) \quad \text{Équation 10-5}$$

- D est la profondeur d'encastrement dans l'Équation 10-5.
- N_q et N_c , les facteurs de capacité portante des pieux, sont respectivement le terme de profondeur, qui dépend uniquement de l'angle de frottement, et le terme de cohésion.
- γ_h est le poids volumique humide du sol dont une valeur courante est 18 kN/m³.

Une fois la valeur du coefficient N_q déterminée par l'Équation 10-4, nous pouvons en déduire la valeur de l'angle de frottement grâce à l'expression $N_q(\varphi)$ due à Caquot et Kérisel cités par (Sanglerat 1972). Ces auteurs proposent de retenir, pour le calcul des pieux, la valeur de N_q donnée par l'expression suivante :

$$N_q = 10^{N \operatorname{tg} \varphi} \quad \text{Équation 10-6}$$

Le coefficient N variant de 3,7 pour les petits à très petits diamètres à 2,7 pour les diamètres de 32 cm et plus, nous retiendrons dans cette étude la valeur de 3,7 (le diamètre de la pointe du pénétromètre étant de l'ordre de 20 mm). On obtient, à partir de l'Équation 10-6, l'expression de l'angle φ :

$$\varphi = \operatorname{Arctg} \left(\frac{\ln(N_q)}{N \ln(10)} \right) \quad \text{ou} \quad N_q = \frac{m}{\gamma_h} \quad \text{Équation 10-7}$$

Une fois que l'on a obtenu φ , on calcule le terme de profondeur $N_q(\varphi)$, et par la suite la cohésion non drainée c par l'Équation 10-8 :

$$c = \frac{1}{1,3} \frac{q_u - \gamma_h D N_q \operatorname{tg} \varphi}{N_q - 1} \quad \text{Équation 10-8}$$

Enfin la résistance de rupture ou pression ultime, notée q_u , est définie classiquement comme l'ordonnée du point d'intersection de l'asymptote à l'infini avec l'axe de la contrainte.

c) Bilan

Dans le but de développer une approche simple qui permettra d'évaluer les paramètres de rupture et de déformation du sol une méthodologie expérimentale d'exploitation des signaux en pointe du pénétromètre dynamique a été proposée :

- dans un premier temps l'analyse de signaux dans le domaine fréquentiel a permis de calculer le module de déformation.
- ensuite l'exploitation de la courbe contrainte-enfoncement a permis d'estimer les paramètres de rupture (angle de frottement interne φ et cohésion du sol c).

10.3. CONCLUSION

Dans ce chapitre, le comportement du sol en pointe du PANDA 3 a été étudié afin d'améliorer la méthode d'exploitation de la courbe charge-enfoncement permettant de compléter l'information obtenue lors de l'essai. Le choix et la justification proviennent d'une étude expérimentale réalisée au laboratoire. La proposition s'appuie sur l'obtention de paramètres rhéologiques classiques en mécanique des sols (module de déformation, cohésion et angle de frottement).

Afin d'identifier les paramètres les plus significatifs du sol et d'en déduire les propriétés caractéristiques, différentes analyses ont été établies :

- l'analyse de la courbe contrainte-enfoncement a permis d'identifier trois types de comportements en fonction de la nature du sol (hyperbolique et élastoplastique et visqueux),
- l'étude des courbes contrainte-vitesse en pointe pour les sols étudiés a montré une relation linéaire entre ces grandeurs. Le comportement ainsi peut être représenté par un coefficient d'amortisseur visqueux,
- l'étude de l'énergie transmise en tête et de l'énergie consommée par l'enfoncement a été réalisée. Nous avons constaté, pour le sable d'Allier, qu'au-delà d'une certaine valeur de l'énergie transmise par l'impact, l'énergie consommée pour la pénétration semble demeurer constante,
- nous avons montré qu'il est possible d'utiliser l'analyse spectrale proposée par Paquet pour le cas d'un pénétromètre dynamique et ainsi d'identifier la raideur en basse fréquence du système sol/pénétromètre.

À partir de ces constatations expérimentales, une méthodologie d'exploitation des signaux en pointe a été proposée. Une approche à deux niveaux a été retenue afin d'obtenir d'une part le module de déformation et d'autre part, à grand déplacement, les paramètres de rupture du sol. La procédure consiste à :

- à partir des signaux de force et accélération, calculer la raideur dynamique à basse fréquence,
- obtenir la courbe charge-enfoncement en pointe,
- calculer, par régression linéaire, la pente « m » de la droite des points situés dans le palier de charge de la courbe charge-enfoncement,
- calculer l'angle de frottement interne φ ,
- calculer la cohésion c .

Dans ce qui suit, la méthode proposée sera testée au laboratoire pour différents sols afin d'évaluer la reproductibilité et la sensibilité des paramètres. Une étude in situ sera également proposée.

Chapitre 11 : VALIDATION EXPERIMENTALE DE LA METHODE PROPOSEE

11.1. INTRODUCTION

Nous présentons ici une série de résultats expérimentaux dans le but de valider la méthodologie d'exploitation des signaux en pointe préconisée dans le chapitre précédent.

Pour cela nous allons étudier au laboratoire, la reproductibilité et la sensibilité des paramètres préconisés pour l'exploitation des signaux en pointe. Pour cela nous disposons de matériaux pulvérulents, cohérents et intermédiaires testés à différents états de densité et d'humidité.

Une comparaison de ces résultats avec ceux d'essais complémentaires tels que l'essai triaxial, l'essai à la boîte de cisaillement ainsi que l'essai de chargement œdométrique a été réalisée.

Enfin, la pertinence des paramètres obtenus a été évaluée sur deux sites qui ont été choisis pour les caractéristiques des matériaux présents. Le premier site (Gerzat) est un remblai argileux tandis que le second site (barrage minier chilien) est composé d'un matériau industriel pulvérulent compacté par couches.

11.2. RESULTATS OBTENUS EN MOULE DE CALIBRATION

Dans cette partie, on présente les résultats au PANDA 3 effectués sur des échantillons de sol de densité homogène confectionnés dans des moules de 37,5 cm de diamètre et de 80 cm de hauteur. Pour la confection des éprouvettes, on dispose de matériaux pulvérulents, cohérents et intermédiaires que sont le sable d'Allier, l'argile de Lachamps, et le limon CNR. Ces sols sont représentatifs de familles distinctes par la taille des particules les constituant ainsi que leur comportement.

Les caractéristiques de ces matériaux ainsi que le protocole de réalisation des éprouvettes ont été décrits dans le [chapitre 6](#) du présent mémoire. Ainsi, pour chaque essai réalisé et pour chaque matériau testé, ont été déterminés les trois paramètres qui permettent de décrire le comportement en déformation (E_{kd}^{P3}) ainsi que la rupture du sol (ϕ et c) en pointe du PANDA 3, conformément à la procédure définie dans le chapitre précédent.

En ce qui concerne le traitement des signaux recueillies lors du battage pénétrométrique, nous avons adopté la méthodologie décrite dans le [chapitre 5](#).

Des essais complémentaires de laboratoire (essai triaxial et essais de cisaillement à la boîte) ont été réalisés pour trouver les valeurs d'angle de frottement (ϕ'), de cohésion (c') et de module de déformation (E_{tri}) de ces matériaux afin de les confronter avec les résultats exploités par les signaux en pointe du pénétromètre dynamique.

Ensuite, nous allons étudier dans quelle mesure les modules de déformation obtenus en moule de calibration par chargement-déchargement statique suivant un chemin de chargement de type œdométrique sont corrélés avec le module calculé par le PANDA 3.

Les résultats obtenus seront comparés à ceux provenant d'études précédentes et aux informations contenues dans la bibliographie.

11.2.1. Cas des sols granulaires.

a) Détermination du module de déformation

À partir de l'analyse de la réponse fréquentielle (accélération ou mobilité mécanique) des signaux recueillis, nous avons calculé pour chaque coup le module de déformation dynamique E_{kd}^{P3} . La Figure 11-1(a) représente la variation du module E_{kd}^{P3} en fonction de la profondeur pour le sable d'Allier sur trois éprouvettes confectionnées à différents états de densité. Ces courbes mettent en évidence une faible variabilité des résultats à chaque coup. De même, Il est possible de remarquer une dépendance claire entre le module et la compacité.

La Figure 11-1(b) montre la relation entre le module moyen calculé à partir de la profondeur critique et la densité relative pour les différentes éprouvettes testées. On peut constater qu'il existe une évolution du paramètre en fonction de la densité et cette relation peut être établie à partir d'une courbe logarithmique. Ce type de relation a été constatée par des études expérimentales des essais de chargement à la plaque (Llanca-Vargas 2014).

Le Tableau 11-1 donne les valeurs moyennes des modules obtenus à partir de la profondeur critique pour les différents états de densité et d'humidité des éprouvettes testées.

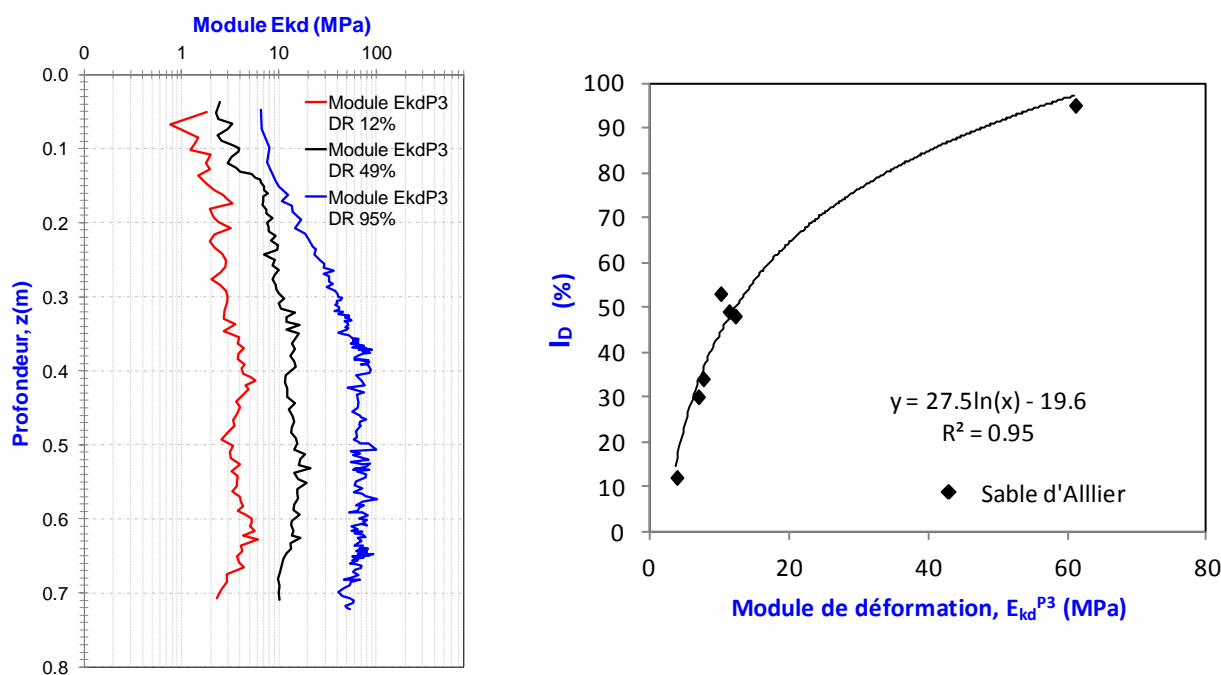


Figure 11-1. Evolution du module dynamique E_{kd}^{P3} en fonction de la densité relative pour le sable d'Allier : (a) exemple de profils pénétrométriques et (b) Relation entre le module et la densité relative I_b

b) Détermination du paramètre à la rupture

En utilisant la même démarche, on propose d'étudier l'exploitation des paramètres à la rupture du sol par la méthode préconisée dans le chapitre précédent. La Figure 11-2 (a) montre à titre d'exemple la courbe charge-enfoncement en pointe obtenue pour le sable d'Allier dans deux états de densité : un état lâche (couleur rouge) et état moyennement dense (couleur bleue). Tout d'abord on constate que les courbes sont régulières avec une bonne reproductibilité.

De même, elles présentent dans le palier de chargement une sensibilité aux variations de la valeur de densité du matériau, sensibilité similaire à celle obtenue par (Zhou 1997) et (Arbaoui 2003). En effet, on constate que plus ϕ' croît, plus l'asymptote de la courbe de contrainte enfoncement en pointe est « raide » ; ce qui montre que cette asymptote est fortement liée à l'angle de frottement. Par ailleurs, il faut souligner que l'intersection de cette asymptote avec l'axe des contraintes est exclusivement liée à l'angle de frottement pour un sol purement frottant.

La Figure 11-2(b) montre la relation entre l'angle de frottement interne et la densité relative à différents états d'humidité (très sèche, moyennement humide et humide) pour toutes les éprouvettes testées. Les résultats obtenus montrent une dispersion, notamment pour les valeurs de teneur en eau élevées et de faible densité. Cela peut s'expliquer par la procédure de compactage statique des éprouvettes qui présente quelques limitations comme le frottement entre le sol/moule, des effets de voûte lors du compactage. Ces facteurs entraînent une non homogénéité dans le sol.

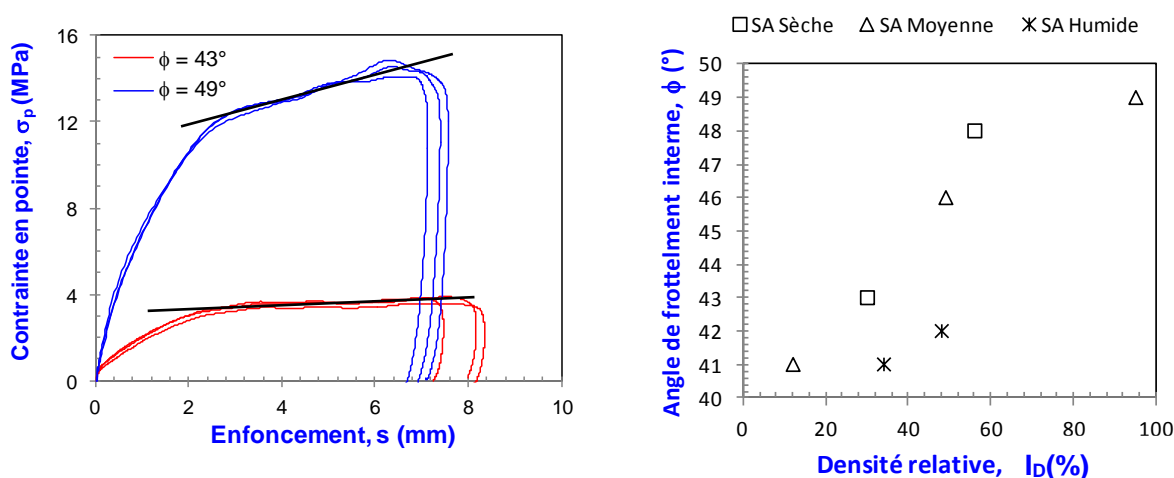


Figure 11-2. Evolution de l'angle de frottement interne ϕ en fonction de la densité relative pour le sable d'Allier (a) exemple de deux courbes charge-enfoncement pour un état lâche et moyennement dense et (b) relation entre l'angle de frottement interne et la densité relative pour les éprouvettes testées

Les valeurs de l'angle de frottement interne sont synthétisées dans le Tableau 11-1. Compte tenu des contraintes imposées par le temps de calcul, ces valeurs ont été calculées par palier de 0,05 m à partir de la profondeur critique.

Tableau 11-1. Synthèses des essais réalisés pour chaque matériau étudié

Sable d'Allier (GTR : B1 - USCS : SP)							
épreuves	1	2	3	4	5	6	7
$w\%$	0,8	0,8	10	10	10	14,6	14,6
$\gamma_s \text{ kN/m}^3$	16,1	16,8	15,3	16,7	18,2	16,2	16,6
$I_D\%$	30	57	12	45	95	34	48
Résultats Panda 3							
- $q_{d_{p3}} \text{ (MPa)}$	2,3	11	1,7	8,2	41,7	2,6	4,6
- $E_{k_d}^{P3} \text{ (MPa)}$	6,8	10,0	3,7	11,2	71,5	7,5	12,1
- $\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	43	48	39	46	49	41	42
- $c \text{ (kPa)}$	0	0	0	0	0	0	0

c) Comparaison avec des essais complémentaires

Dans le but de comparer les résultats obtenus lors d'essais dans le moule de calibration avec des données complémentaires sur les sols étudiés, une étude sur la base d'essais au triaxial, d'essais de chargement de type œdométrique réalisés dans des moules de calibration et d'essais de cisaillement à la boîte a été conduite. Nous allons regrouper les résultats des essais selon les paramètres de déformation et de rupture du sol.

En ce qui concerne l'essai triaxial (Figure 11-4(a)), les essais ont été conduits pour des valeurs de confinement de 50 kPa qui correspondent à de faibles profondeurs. Ainsi on calcule les modules de déformation tangents initiaux du sable E_{tri} . Les conditions d'essais ont été les suivantes :

- Type d'essai : CD,
- Teneur en eau (préparation éprouvette) : $w = 0\%$,
- Densités analysées : $16,90 \text{ kN/m}^3$, $17,20 \text{ kN/m}^3$, $17,80 \text{ kN/m}^3$, $18,10 \text{ kN/m}^3$,
- Vitesse de chargement : $0,01 \text{ mm/s}$.

Les détails des résultats se trouvent dans l'annexe A.

Quant aux essais de chargement de type œdométrique réalisés dans des moules de calibration (Figure 11-4(b)), nous avons exploité les modules d'écroissage E_{ec} et d'élasticité en déchargement E selon la méthode proposée par (Llanca-Vargas 2014).

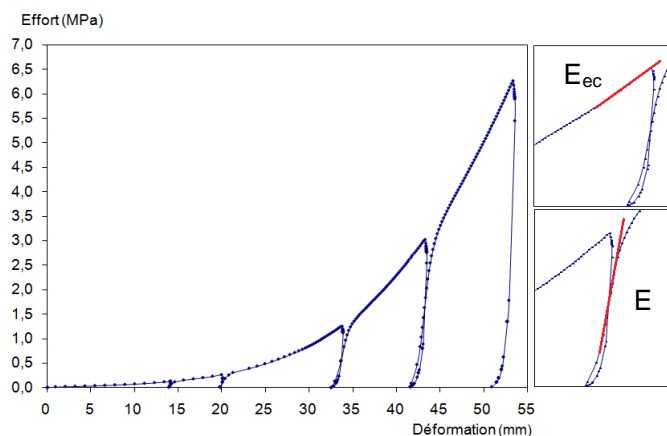


Figure 11-3. Détermination de modules d'écroissage E_{ec} et d'élasticité en déchargement E pour une courbe typique d'un chargement cyclique (sable d'Allier)(Llanca et al. 2011).

Enfin à partir des essais de cisaillement à la boîte (Figure 11-4(c)), une relation entre l'angle de frottement interne au pic du sable ϕ_{pic} et la résistance de pointe q_d a été établie.



Figure 11-4. Réalisation des essais complémentaires : (a) essai triaxial, (b) essai de chargement de type œdométrique et (c) essai de cisaillement à la boîte (Llanca-Vargas 2014).

(i) Comparaison des modules de déformation des essais triaxial, essai de chargement à la plaque et pénétrométrique

La Figure 11-5 montre la comparaison entre les différents modules obtenus par des essais complémentaires et le module de déformation pénétrométrique du PANDA 3[®] en fonction de l'état de densité. Pour faciliter la comparaison entre ces valeurs, on représente l'axe des ordonnées en échelle logarithmique. On constate qu'il existe une bonne relation entre l'évolution des paramètres et l'état de densité.

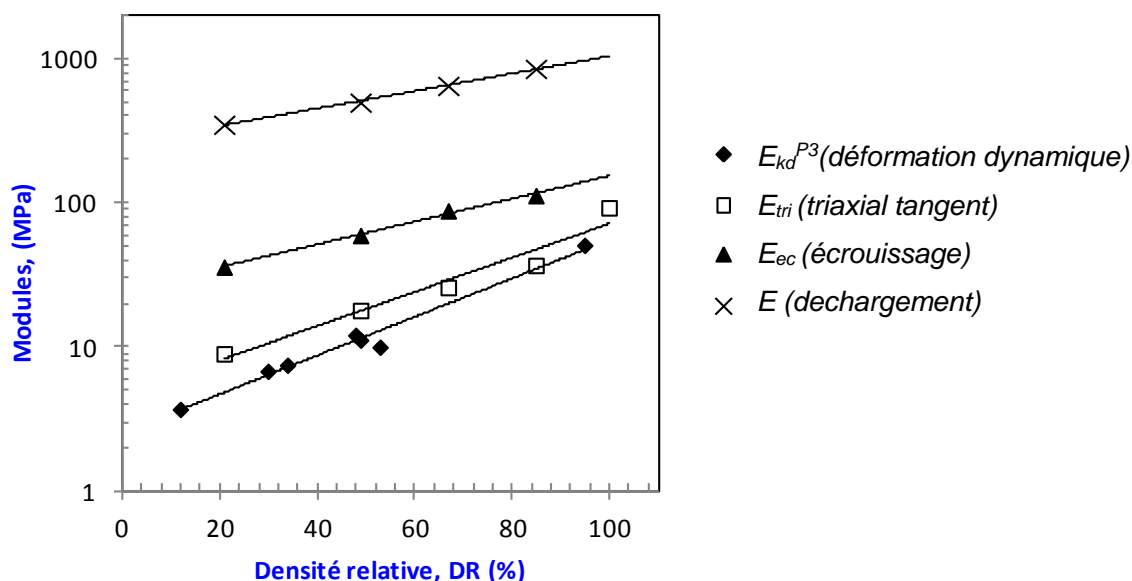


Figure 11-5. Comparaison entre les différents modules obtenus : module de déformation dynamique E_{kd}^{P3} , module triaxial tangent E_{tri} , module de écrouissage E_{ec} et module d'élasticité en déchargement E (sable d'Allier).

(ii) Comparaison de l'angle de frottement interne entre l'essai de cisaillement à la boîte et l'essai pénétrométrique

La Figure 11-6 compare l'angle de frottement obtenu avec l'essai de cisaillement à la boîte et avec l'essai PANDA 3 en fonction de la résistance de pointe. On constate que pour tous les cas, l'angle de frottement déduit de l'essai PANDA est plus grand que celui obtenu par l'essai de cisaillement à la boîte. On constate également que pour les deux essais la relation est de type exponentiel. Des résultats similaires ont été trouvés sur des matériaux pulvérulent par (Foray et Puech 1976).

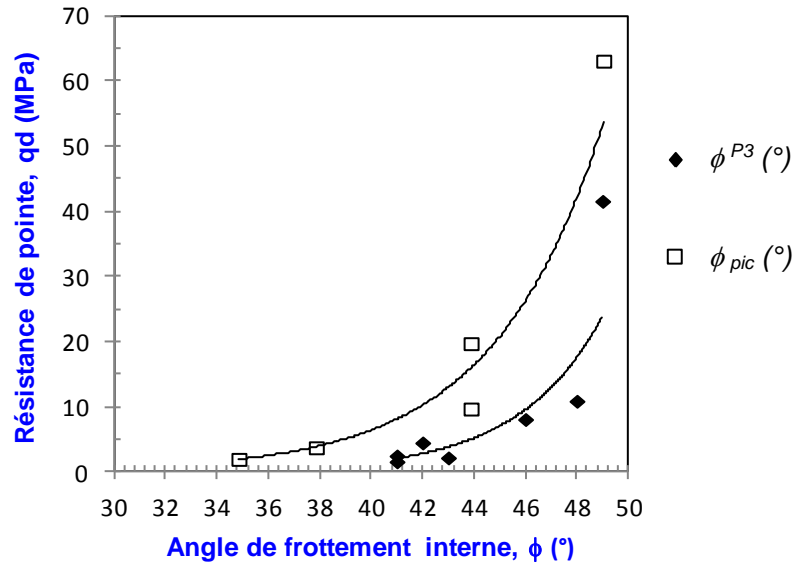


Figure 11-6. Comparaison entre les angles de frottement interne obtenus par l'essai PANDA 3 ϕ et la boîte de cisaillement ϕ_{pic} .

11.2.2. Cas des sols fins

Dans la même logique que pour les sables, dans ce qui suit, nous allons analyser l'évolution des paramètres à la rupture et de déformation des sols fins en fonction de différentes densités et teneurs en eau.

L'analyse des résultats est groupée selon la nature des matériaux : limon CNR et argile de Laschamps. Cela est justifié par le comportement distinct de ces matériaux. En effet le limon CNR utilisé pour cette expérience exhibe une cohésion très faible et sera considéré comme un sol purement frottant dans l'état d'humidité Moyenne où il est testé.

a) Evaluation du paramètre de comportement à la déformation

La Figure 11-7(a) présente la variation du module E_{kd}^{P3} en fonction de la profondeur pour le limon CNR sur trois éprouvettes confectionnées à différents états de densité. Comme pour le cas des sables, ces courbes mettent en évidence une faible variabilité de résultats à chaque coup. De même, Il est possible de remarquer une dépendance claire entre le module et la compacité.

La Figure 11-7(b) montre la relation entre le module moyen calculé à partir de la profondeur critique et la densité relative pour les différentes éprouvettes testées pour l'argile de Laschamps et le limon CNR dans un état hydrique moyen. On peut constater que pour les deux cas, il existe une évolution du module panda 3 en fonction de la densité selon une relation logarithmique.

Le Tableau 11-2 donne les valeurs moyennes des modules obtenus pour les différents états de densité et d'humidité des éprouvettes testés.

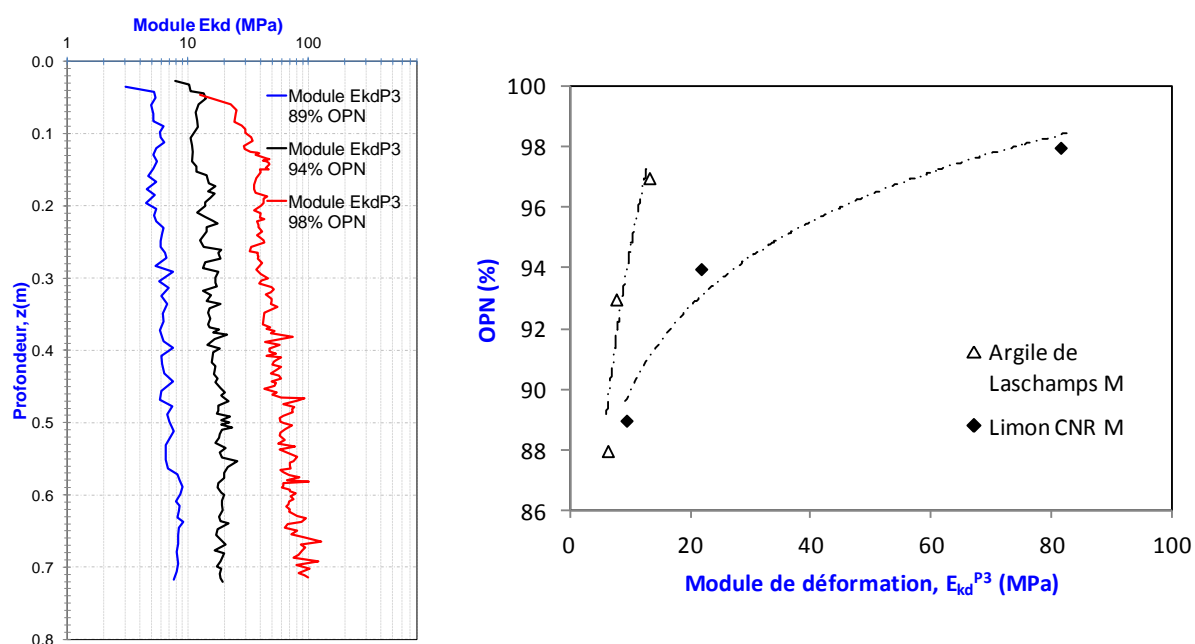


Figure 11-7. Evolution du module pénétrométrique E_{kd}^{P3} en fonction de la densité pour les sols fins : (a) exemple de profils pénétrométriques pour le limon CNR et (b) Relation entre le module et la densité pour l'argile de Laschamps et le Limon CNR dans un état hydrique moyenne.

b) Evaluation des paramètres de comportement à la rupture

La Figure 10-6 (a) montre à titre d'exemple la courbe charge-enfoncement en pointe obtenue pour le limon CNR dans deux états de densité. Tout d'abord on constate que les courbes sont régulières avec une bonne reproductibilité. De même, elles présentent une sensibilité dans le palier de chargement aux variations selon la nature du matériau. En effet, on constate que la

la pente du palier de charge dans le cas du limon est plus faible que le cas du sable d'Allier (Figure 11-2(a)) ; ce qui montre que cette asymptote est sensible à la nature du matériau.

La Figure 10-6 (b) montre la relation entre l'angle de frottement interne et la densité exprimée en %OPN à un état d'humidité moyen. Malgré le peu d'éprouvettes testées, les résultats sont reproductibles et sensibles à l'état de densité du sol.

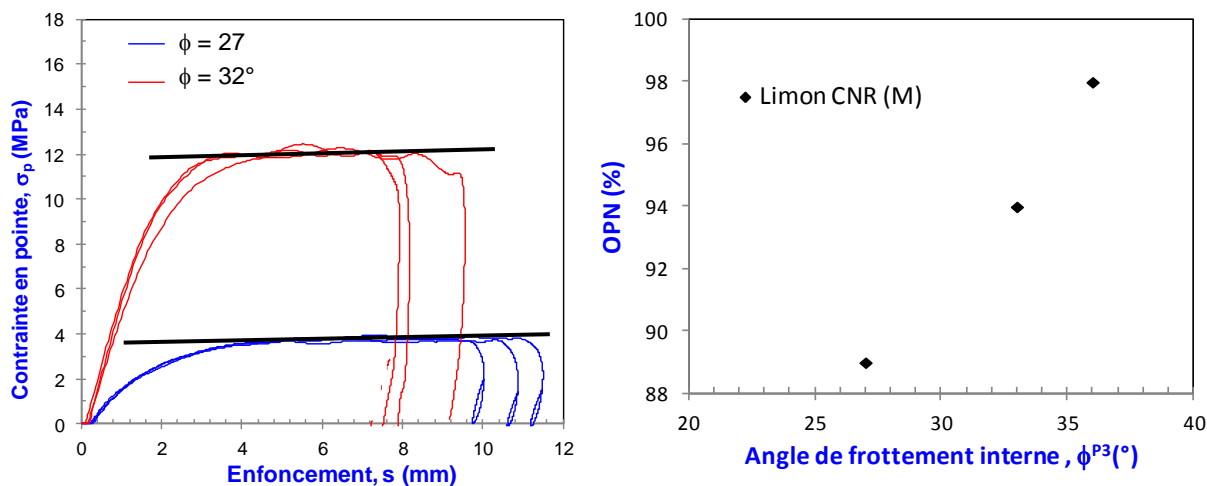


Figure 11-8. Evolution de l'angle de frottement interne ϕ en fonction de la densité OPN pour le Limon CNR (a) exemple de courbes charge-enfoncement pour un état lâche et moyennement dense et (b) relation entre l'angle de frottement interne et la densité OPN pour les trois états de densité.

En revanche pour le cas des argiles purement cohérentes, il s'avère plus compliqué d'obtenir les paramètres à la rupture en utilisant la méthode préconisée. En effet, comme il est indiqué avant, pour le calcul de l'angle de frottement interne et/ou de la cohésion, il est nécessaire de calculer la pente du palier de charge dans la courbe de contrainte-enfoncement (Figure 11-9(a)). Cela est moins évident pour le cas des sols argileux, car les argiles présentent un comportement élastoplastique visqueux mis en évidence dans les courbes contrainte - enfoncement de la Figure 11-9(a).

Pour élucider cette influence, on a procédé en recherchant à travers l'allure des courbes contrainte-vitesse en pointe $\sigma_p - v_p$ la composante statique (Figure 10-5(b)) selon l'expression analytique donnée dans Équation 11-1.

$$\sigma_p = \alpha V_p + R_{stat} \quad \text{Équation 11-1}$$

Dans le cas d'une argile purement cohérente, on peut donc déduire la cohésion de l'expression du terme de pointe par la relation :

$$C' = \frac{qc - P'_0}{N_c} \quad \text{Équation 11-2}$$

ou le facteur N_c a été déterminé par plusieurs auteurs, aujourd'hui on admet la valeur de $N_c = 10$. Pour notre cas, si on néglige le terme P'_0 à faible profondeur (Cassan 1987) et on admet que $qc = R_{stat}$ l'expression de la cohésion se transforme en :

$$C = \frac{R_{stat}}{10} \quad \text{Équation 11-3}$$

La Figure 11-9(b) regroupe les résultats de l'interprétation des chocs successifs où chaque point correspond à la résistance dynamique en pointe développée dans le sol en fonction de la vitesse particulière pour trois états de densité. Nous pouvons remarquer que la tendance dans l'évolution de la résistance dynamique de pointe en fonction de la vitesse semble linéaire dans un

large domaine de vitesses. En conséquence l'ajustement analytique des points expérimentaux proposé dans l'Équation 11-1 semble pertinent.

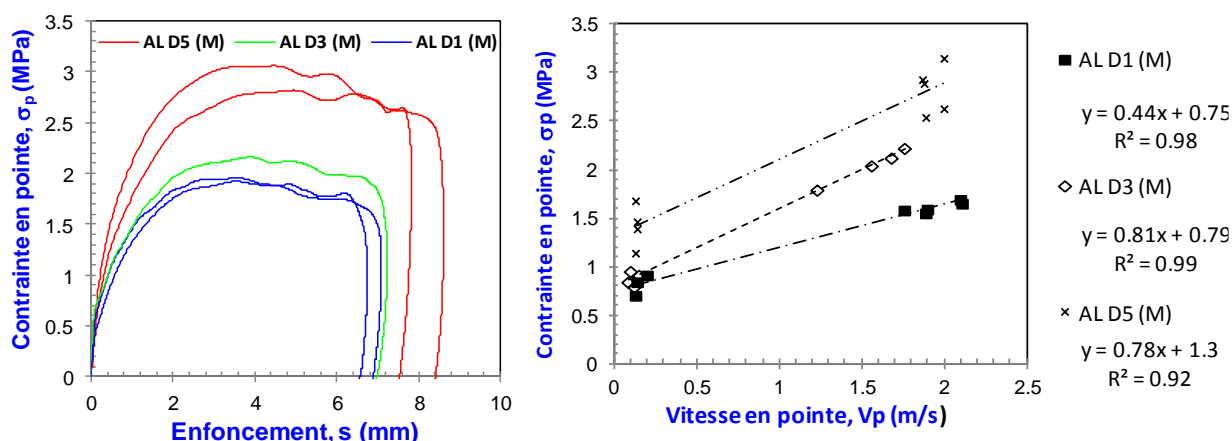


Figure 11-9. Evaluation du paramètre à la rupture pour le cas de l'argile Laschamps : (a) exemples de courbes contrainte-enfoncement en pointe pour trois états de densité et (b) obtention de la résistance statique en pointe à partir de la relation contrainte -vitesse en pointe.

Les valeurs de l'angle de frottement interne pour le limon CNR et de la cohésion pour l'argile de Laschamps sont synthétisées dans le Tableau 11-1.

Tableau 11-2. Synthèse des valeurs des résultats pour les sols fins.

Caractéristiques	Limon CNR (GTR : A1 - USCS :)			Argile de Laschamps (GTR : A2 - USCS : ML)			
$D_{max}/2mm/80\mu m/IP$	0,17 mm / 100 % / 83,2 % / 3,3 %			0,08mm / 99,3% / 96,3% / 15,1% ($W_L : 42,7%$)			
$\gamma_{OPN} ; W_{OPN}$	18,07 kN/m ³ ; 14,2 %			18,08 kN/m ³ ; 15,8%			
éprouvettes	1	2	3	1	2	3	5
w (%)	10	10	10	0,6	15,38	15,61	19,1
γ_d (kN/m ³)	16,2	17,5	18,6	17,4	16,6	17,4	16,7
%OPN	89	94	98	96	92	96	93
Résultats Panda 3 (valeurs moyennes calculées pour chaque éprouvette)							
- qd_{P3} (MPa)	4,3	13,8	42,7		1,5	3	4
- E_d^{P3} (MPa)	9,2	21,6	81,3	100,8	6,1	7,5	11,1
- ϕ (°)	27	32	37	-	-	-	-
- c (kPa)	-	-	-		75	79	130

c) Comparaison avec des essais complémentaires

(i) Comparaison des modules de déformation des essais triaxiaux, essai de chargement à la plaque et pénétrométrie

La Figure 11-10 montre la comparaison entre les différents modules obtenus par des essais complémentaires et le module de déformation pénétrométrique du PANDA 3 en fonction de l'état de densité. On constate que pour le limon CNR les valeurs obtenues par PANDA 3 se trouvent dans un ordre de grandeur similaire à celles obtenues avec l'essai triaxial ainsi qu'aux valeurs du module de chargement. Ce comportement peut être expliqué par la limitation de la méthodologie de compactage pour les sols fins. Les sols fins, mais surtout argileux, connaissent un changement de leurs caractéristiques physiques pendant le compactage. Cette variation conduit à une augmentation de leur teneur en eau qui accompagne l'augmentation de la densité. Ce processus d'humidification implique des changements dans les caractéristiques du matériau

pendant l'essai et il faut le garder à l'esprit lorsque l'on souhaite évaluer les paramètres mécaniques de ces sols.

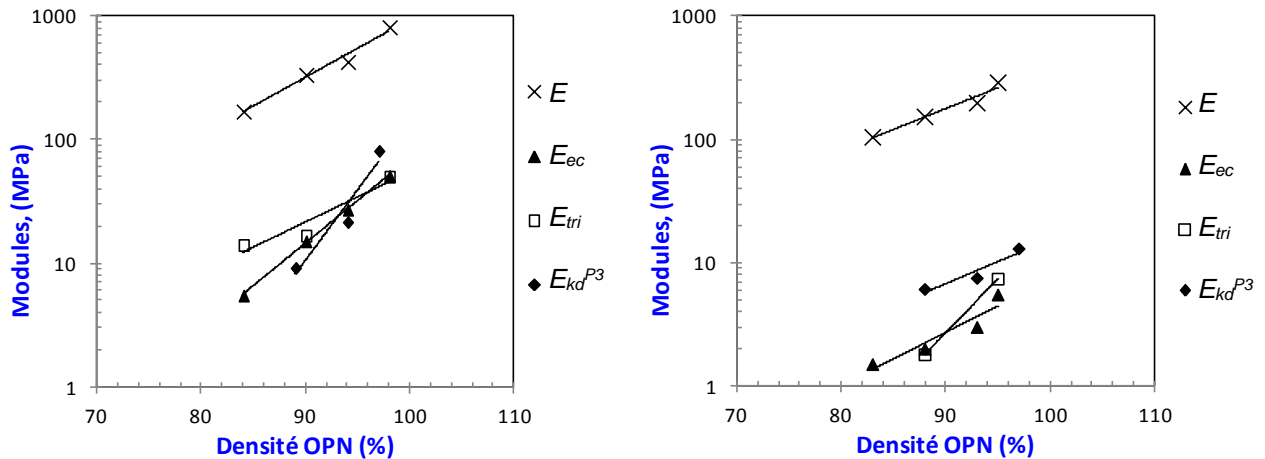


Figure 11-10. Comparaison entre les différents modules obtenus : module de déformation dynamique E_{kd}^{P3} , module triaxial tangent E_{tri} , module de écrouissage E_{ec} et module en déchargement E pour : (a) Limon CNR et (b) Argile Laschamps.

(i) Comparaison de l'angle de frottement interne entre l'essai de cisaillement à la boîte et l'essai pénétrométrique

La Figure 11-11 montre la comparaison entre l'angle de frottement obtenu avec l'essai de cisaillement à la boîte et celle de l'essai PANDA 3 en fonction de la résistance de pointe. On constate comme pour le sable d'Allier que l'angle de frottement est plus grand que celui obtenu par l'essai de cisaillement à la boîte.

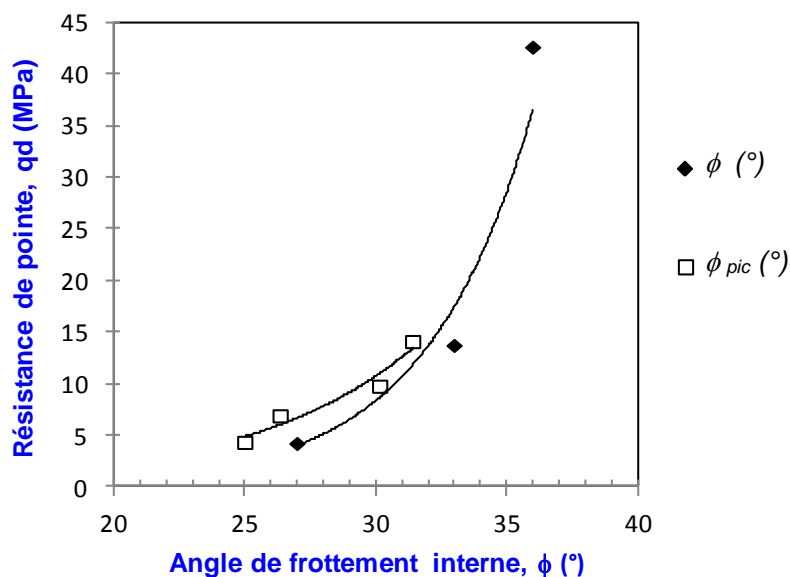


Figure 11-11. Comparaison entre les angles de frottement interne obtenus par l'essai PANDA 3 ϕ et la boîte de cisaillement ϕ_{pic} .

11.2.3. Bilan

Dans cette étude, nous avons constaté que les paramètres préconisés pour l'interprétation des mesures expérimentales au PANDA 3 sont reproductibles, et sensibles à la nature du milieu ausculté. Cela a été constaté en étudiant l'évolution des paramètres pour les différents matériaux testés dans des conditions de compacité et d'état hydrique différentes.

Les modules de déformation mesurés au pénétromètre ont été confrontés aux modules triaxiaux E_{tri} et d'essais à la plaque de charge-décharge réalisés dans des moules de calibration (module d'écrouissage E_{ec} et d'élasticité en déchargement E). D'après nos investigations, une estimation satisfaisante et pertinente du module E_{kd} peut être obtenue, bien que pour les sols fins la relation soit moins évidente. Pour ces matériaux, les conditions aux limites de l'essai sont difficiles à maîtriser.

L'asymptote à la courbe de contrainte - enfoncement (réponse plastique du sol) permet bien de caractériser le comportement à la rupture du sol testé, à savoir la cohésion et l'angle de frottement interne des sables. Cependant, pour le comportement en pointe des sols argileux l'interprétation s'avère moins simple. Nous avons utilisé les courbes de contrainte-vitesse en pointe pour en déduire la composante statique et calculer le paramètre de cohésion.

11.3. APPLICATION IN SITU

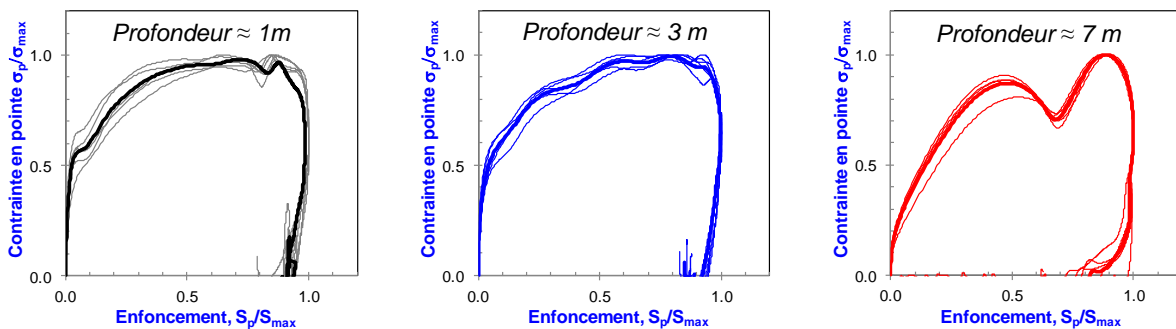
Dans cette partie, nous allons tester la faisabilité et la pertinence des paramètres obtenus selon la méthode d'interprétation proposée, en conditions réelles. Pour cela, deux sites ont été retenus : le site expérimental de Gerzat et un barrage de résidus miniers au Chili. Le choix de ces sites a été réalisé en fonction de la nature des sols auscultés. Ceux-ci ont également fait l'objet d'études dans le [chapitre 7](#) de ce mémoire.

11.3.1. Le site expérimental de Gerzat

Le contexte géologique ainsi que les caractéristiques géotechniques du site et l'implantation des essais réalisés ont été détaillés dans le [chapitre 7](#). Cependant dans cette étude nous allons ajouter l'analyse des sondages carottés afin de confronter les essais réalisés au laboratoire (cisaillement à la boîte) avec les paramètres de rupture déterminés à l'aide du PANDA 3.

a) Analyse des résultats

La [Figure 11-12](#) fournit quelques exemples de courbes σ_p - s_p obtenues pour différents impacts et pour les différentes couches de sols auscultées. Afin de faciliter la compréhension et la comparaison de ces courbes, les valeurs de résistance de pointe q_d et de l'enfoncement (s) ont été normalisées par la valeur maximale de résistance q_{max} ainsi que d'enfoncement s_{max} .



[Figure 11-12](#). Courbes charge-enfoncement normalisées obtenues à Gerzat pour les différentes couches : (a) Argile sablo limoneuse, (b) Argile avec passages de sable grossiers et (c) Argile marneuse (compacte).

Le [Tableau 11-3](#) synthétise les principaux résultats obtenus à partir des différentes campagnes d'essais in situ et de carottages réalisées. On retient pour cette étude les résultats des essais pressiométriques, des essais de cisaillement à la boîte et les paramètres obtenus à partir de la méthode de calcul proposée pour le PANDA 3.

[Tableau 11-3](#). Synthèse des caractéristiques des couches de sol identifiées à partir des essais in-situ et de laboratoire réalisés - Site Gerzat.

Profondeur (m)	Horizons	Pressiomètre E_m (MPa)	cisaillement		PANDA 3			
			ϕ (°)	c (kPa)	q_d^{P3} (MPa)	E_{kd}^{P3} (MPa)	ϕ^{P3} (°)	c^{P3} kPa
(0 - 1,40)	Argile sablo limoneuse	5.3	35	18	4.15	13	39	28
(1.40 - 6.40)	Argile avec passages de sable grossiers	7	36	13	18.2	19	43	0.2
>6.40	Argile marneuse (compacte)	10	31	20	6	35	40	26

D'après le tableau précédent, nous obtenons une valeur de l'angle de frottement ϕ compris entre 39 et 43°, cependant la valeur obtenue à l'essai de cisaillement direct est comprise entre 31° et 36°. D'après les travaux réalisés par (Arbaoui 2003), il a été constaté que le paramètre noté N (dépendant de la section de la pointe) dans la formule $Nq = 10N \tan \phi'$ du à Caquot et Kérisel doit être augmenté de la valeur de 3,7 à 4,7 voire 5. En effet, la pointe pénétrométrique utilisée pour les essais est très petite, son diamètre étant égal à 2,25 cm.

De même et malgré que la valeur de cohésion calculée soit supérieure à celle de l'essai de cisaillement direct, les résultats semblent être dans le même ordre de grandeur.

La confrontation entre les valeurs du module pressiométrique et le module pénétrométrique permet de constater un écart entre ces deux paramètres lié probablement aux différentes déformations qu'ils engendrent.

11.3.2. Barrage de résidus miniers

La description de ce type d'ouvrage a été réalisée dans le chapitre 7. Dans cette étude on ne dispose pas des essais in-situ ou de laboratoire permettant de confronter les résultats, cependant nous allons comparer le résultat avec des corrélations proposées dans la littérature.

a) Analyse des résultats

Sur la Figure 7-13, on présente quelques exemples des courbes charge-enfoncement obtenues pour les 3 couches identifiées. Il est intéressant de remarquer qu'il s'agit d'un même matériau, résultant d'un processus industriel (broyage de la roche mère, donc granulométrie et minéralogie presque identiques chaque fois). Cela est bien retrouvé dans l'allure des courbes obtenues pour ce sondage, dont le comportement effort-déformation est presque identique en profondeur, avec une augmentation du palier de charge. Par ailleurs, il faut souligner que ce type de comportement (hyperbolique) a été retrouvé au laboratoire pour le sable d'Allier.

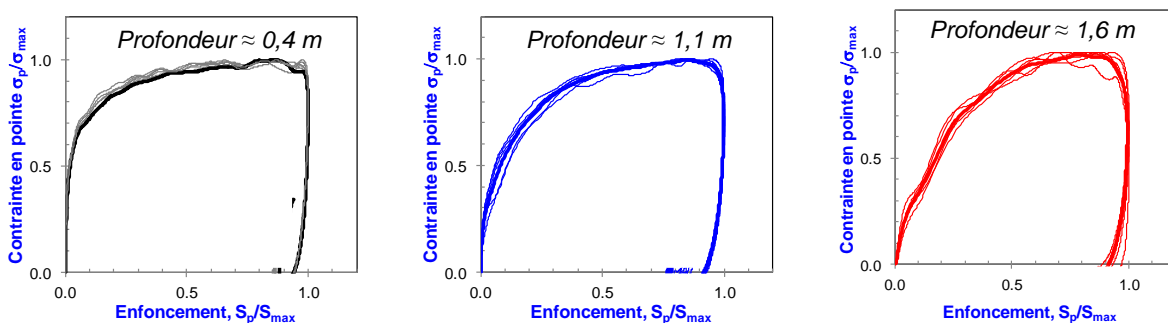


Figure 11-13. Courbes charge-enfoncement normalisées obtenues dans un barrage de résidus miniers pour 3 couches compactées à différentes densités.

Nous avons considéré afin de valider les résultats du comportement à la rupture la corrélation proposée par (Villavicencio et al. 2011) pour le pénétromètre PANDA. En effet, il a déterminé une corrélation entre l'angle de frottement ϕ et la résistance dynamique de pointe du PANDA donnée par l'expression suivant :

$$\phi' = 14,44 + 5,61 \cdot \ln(qd_{N1}) \quad \text{Équation 11-4}$$

ϕ a été obtenu à partir des essais de calibration réalisés sur trois échantillons de résidus miniers pour différents états de compacité. La valeur de qd est normalisée par la pression atmosphérique Pa et la contrainte verticale effective σ'_v , donc $qd_{N1} = qd * (Pa / \sigma'_v)^{0,5}$.

La Figure 11-14 (a) montre le pénétrogramme de la résistance de pointe, on constate visiblement dans la signature du pénétrogramme l'existence de trois couches d'une épaisseur d'environ 0,60 m.

Ensuite la figure Figure 11-14 (b) montre la détermination de l'angle de frottement du PANDA 3 et le angle de frottement estimé à partir de la corrélation proposée par (Villavicencio et al. 2011) . On constate une bonne correspondance entre ces valeurs.

La Figure 11-14 (b) montre une comparaison entre le module pénétrométrique du PANDA 3 et le module œdométrique estimé à partir de la corrélation proposée par Sanglerat, à savoir $E_{oed} = \alpha q_c$. Pour ce faire, on a tenu compte la relation $q_d = 1.05 q_c$ pour le sol granulaires et pour le calcul du module E_{oed} un coefficient α égal à 1.5 a été employé. Malgré la différence entre les résultats on constate que l'ordre de grandeur des modules calculés est compris entre 5 et 20 MPa.

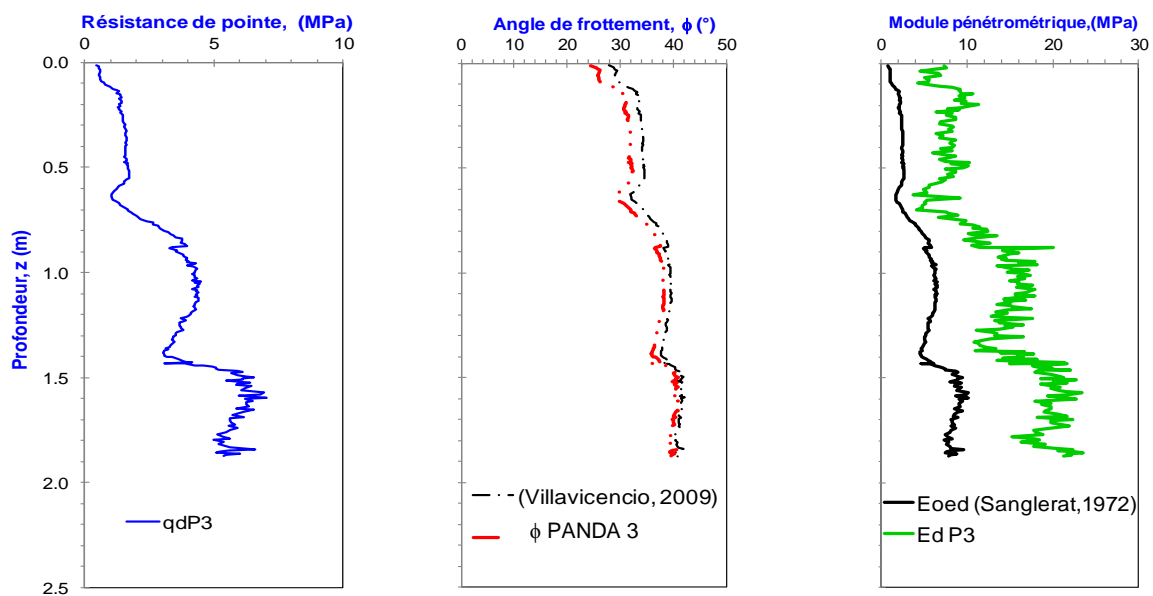


Figure 11-14. Pénétrogramme obtenu par le PANDA 3 (a) résistance dynamique de pointe q_d^{P3} (b) comparaison entre l'angle de frottement du PANDA 3 et l'angle de frottement obtenu par corrélation (Villavicencio et al. 2011) et (c). confrontation entre le module de déformation E_{dP3} et le module œdométrique obtenu par corrélation (Sanglerat 1972).

Dans cette étude nous avons testé la méthode de calcul des paramètres de rupture et de déformation en conditions réelles. Les résultats montrent globalement une estimation moyenne entre les paramètres calculés et ceux obtenus par d'autres techniques de caractérisation telle que l'essai pressiométrique ou l'essai de cisaillement direct.

L'utilisation de corrélations a permis d'estimer l'ordre de grandeur des paramètres ainsi obtenus. Nous avons constaté une bonne correspondance entre l'angle de frottement interne obtenu par le PANDA 3 et celui obtenu par la corrélation proposée par (Villavicencio et al. 2011).

CONCLUSIONS

Cette partie consacrée à l'interprétation du comportement du sol en pointe avait pour but d'affiner le modèle d'interprétation de la courbe charge-enfoncement du PANDA 3.

L'étude bibliographique concernant le comportement des sols pendant le battage d'un pieu a permis de montrer la méconnaissance des mécanismes du comportement du sol sous sollicitations dynamiques et la difficulté qu'il y a à évaluer ce comportement. En effet, on ne maîtrise pas suffisamment bien les modèles d'interaction et les nombreux paramètres qui y interviennent. Plus elles sont compliquées, plus le nombre de paramètres croît, avec en conséquence des difficultés pour les définir ou pour les déterminer.

Pour appréhender et comprendre les mécanismes du phénomène réellement mis en jeu une étude expérimentale a été effectuée dans une chambre de calibration. L'allure des courbes contrainte-enfoncement suggère une variation de type hyperbolique pour le sable et le limon ; et un comportement du type élastoplastique visqueux pour les argiles.

A partir de ces constatations expérimentales, une méthodologie d'exploitation des signaux en pointe a été proposée. Une approche à deux niveaux a été retenue afin de fournir d'une part le module de déformation et d'autre part à grand déplacement des paramètres de rupture du sol ainsi que pour les sols argileux un coefficient d'amortissement dépendant de la vitesse d'enfoncement, afin de connaître la résistance statique et ainsi estimer la cohésion.

L'analyse comparative entre des essais de caractérisation classiques, des essais de charge-décharge réalisés dans des moules de calibration et des résultats d'essais PANDA 3 réalisés sur les mêmes matériaux et dans les mêmes conditions de compacité et d'état hydrique ont montré une estimation moyenne du module ainsi que de l'angle de frottement interne. Les résultats obtenus pour le terme de cohésion devront être validés par des essais complémentaires.

Ensuite, nous avons entrepris d'exploiter ces paramètres dans un environnement réel. Deux sites de caractéristiques différentes ont été choisis :

Le site expérimental de Gerzat, caractérisé par un terrain argileux et pour des profondeurs inférieures à 7 m, a permis de comparer les paramètres estimés à ceux obtenus par d'autres techniques de caractérisation (l'essai pressiométrique et l'essai de cisaillement direct). Ces premiers résultats semblent encourageants malgré les différences obtenues.

Enfin l'étude d'un site de barrage de résidus miniers, au Chili, caractérisé par un matériau sableux fin d'origine industrielle, a permis de constater la correspondance entre les paramètres calculés et les paramètres obtenus par le biais de corrélations proposées dans la littérature. Nous avons pu constater le même comportement en pointe que pour le sable d'Allier, décrit par une allure hyperbolique de la courbe charge-enfoncement où la pente du palier de charge dépend de la compacité du matériau.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le pénétromètre dynamique est un outil très largement utilisé dans le monde. Pourtant il n'a pas profité des récents progrès de l'électronique et de l'informatique et il demeure d'une technicité assez ancienne et rustique. Cela tend à le délaïsser pour d'autres techniques plus perfectionnées (CPT, DMT, PMT ...). Cependant, les travaux réalisés ces 20 dernières années autour du pénétromètre dynamique PANDA (Gourvès 1991) et notamment ceux de (Benz-Navarrete 2009) ont montré que l'intégration de divers capteurs ainsi que d'une chaîne d'acquisition et de traitement sur un pénétromètre dynamique rendent possible une description complète du phénomène physique du battage et son exploitation. Cette nouvelle technique d'auscultation a été nommée PANDA 3.

Il s'agit d'un pénétromètre dynamique instrumenté de différents capteurs qui permettent, à partir de la mesure et du découplage des ondes créées par l'impact, d'obtenir la courbe charge-enfoncement σ_p-s_p du sol testé. L'exploitation de cette courbe permet de déterminer des paramètres de résistance (résistance de pointe q_d), de déformation (module dynamique E_d^{P3}), des caractéristiques d'amortissement J_s et de célérité d'ondes (Cs^{P3} et Cp^{P3}) des sols auscultés en fonction de la profondeur (Benz-Navarrete 2009). Ces travaux ont permis de renouveler l'intérêt porté pour la technique d'auscultation par le pénétromètre dynamique.

Bien que la méthode proposée par (Benz-Navarrete 2009) soit très intéressante, celle-ci est restée au stade du prototype de laboratoire, avec les avantages propres d'un essai au laboratoire mais avec les inconvénients d'un appareil qui n'est pas adapté aux conditions et aux aléas du terrain. De même, les essais réalisés ont été consacrés principalement à la validation de la technique de mesure plutôt qu'à l'étude paramétrique pour différents types de sols. Ainsi, on a pu constater que des études restent à réaliser pour l'expérimentation en laboratoire et in-situ. Enfin, il a été proposé un modèle d'interprétation et d'exploitation de la courbe charge-enfoncement obtenue par le biais d'un modèle basé sur un comportement élastoplastique linéaire avec une composante visqueuse également linéaire. Il est donc nécessaire de réaliser une étude plus approfondie sur l'essai et sur l'information contenue dans la courbe σ_p-s_p en vue d'améliorer son exploitation.

Dans ce contexte le travail présent a eu pour objectif principal de concevoir et de développer un pénétromètre dynamique ; le PANDA 3 ; fonctionnel et adapté aux conditions du terrain, mais répondant aussi aux besoins de fabrication et d'industrialisation attendus (fiabilité de mesure et mécanique, ergonomie, simplicité, légèreté ...). Par ailleurs, pour qu'il soit complet, la réalisation de ce travail implique des études complémentaires dont les objectifs secondaires ont été :

- d'étudier au laboratoire, pour différents types de sol, la faisabilité d'un tel essai en vue d'identifier la reproductibilité et sensibilité des résultats sur les paramètres obtenus, à l'aide de cette nouvelle technique, selon la nature et l'état des sols employés,
- d'étudier la faisabilité et l'opportunité d'un tel essai in-situ dans le cadre de la réalisation de campagnes de reconnaissance géotechnique classiques,
- de réaliser une étude permettant d'améliorer, à partir de l'analyse des courbes charge-enfoncement obtenues lors du battage, l'interprétation de celles-ci afin d'obtenir plus d'information sur les paramètres mécaniques du sol mis en jeu lors de l'enfoncement ; à savoir : des paramètres d'élasticité à faible déformation (module d'élasticité) et des paramètres à la rupture (angle de frottement interne ϕ et cohésion c),
- d'étudier dans quelle mesure cette nouvelle technique de mesure est applicable aux pénétromètres dynamiques lourds de type DPSH. L'objectif étant de concevoir un pénétromètre DPSH équipé de différents capteurs, nommé par analogie GRIZZLY 3, nous permettant d'ausculter et d'obtenir des paramètres du sol à une profondeur plus importante ($z \leq 15$ m) que celle atteignable par le PANDA 3.

Pour mener à bien ce travail et atteindre ainsi les objectifs cités ci-dessus, nous avons retenu une méthodologie de travail s'appuyant largement sur l'analyse expérimentale des essais réalisés tout au long de ce travail, complétée par la modélisation numérique discrète (DEM) ainsi que par l'analyse du phénomène de battage. Ce travail a été organisé en quatre parties, chacune abordant un objectif spécifique.

Dans un premier temps nous avons présenté un bref aperçu des techniques de reconnaissance géotechnique disponibles à l'heure actuelle, plus particulièrement celle de l'essai de pénétration dynamique. A l'exception de l'essai de pénétration PANDA (Gourvès 1991), il apparaît aujourd'hui que la plupart des appareils n'ont pas évolué et que leur technique demeure - dans un grand nombre de pays - très anciennes, rudimentaires, souvent lourde et encombrante. En outre, la valeur la plus significative, la résistance de pointe q_d , calculée le plus souvent à partir de formules de battage, n'est pas suffisante du point de vue théorique pour accéder à la plupart des paramètres mécaniques des sols utilisés dans le cadre du dimensionnement courant des fondations, à savoir : des paramètres de déformation (E , G , ν) et des paramètres en rupture (ϕ , ψ , c). De même, à la différence des travaux réalisés autour des essais pressiométriques (Gambin et Jezequel 1998) et d'essais pénétrométriques CPT (Salgado 2013) où des approches analytiques basés sur la théorie d'expansion d'une cavité ont permis de mieux expliquer et exploiter la sollicitation induite dans le sol, le mécanisme de déformation et de pénétration dynamique est encore loin d'être expliqué de manière exhaustive. Toutefois, les travaux réalisés en France par (Benz-Navarrete 2009; Chaigneau 2001; Gourvès 1991; Lepetit 2002; Quezada 2012b; Zhou 1997) ont montré le potentiel et l'intérêt de cet outil pour la caractérisation géotechnique à condition de bien maîtriser la sollicitation et les phénomènes vibratoires entraînés par le choc du marteau sur le pénétromètre ainsi que les conditions aux limites présentes lors de l'essai (géométrie, impédance, effort externe...) (Gonin 1996; Sanglerat 1972; Waschkowski 1983). La réduction en taille et en coût de l'instrumentation associée permet aujourd'hui d'appréhender une grande partie du phénomène du battage pénétrométrique (Benz-Navarrete 2009). On peut aujourd'hui affirmer que le pénétromètre dynamique est un outil très performant du point de vue de la caractérisation du sol, car chaque impact lors du battage est porteur de nombreuses informations sur le sol.

Dans une deuxième partie nous avons présenté les travaux réalisés pour la mise au point du pénétromètre PANDA 3 ainsi que les résultats obtenus en laboratoire dans un moule de calibration pour différents sols.

En ce qui concerne la mise au point de l'appareil, nous nous sommes appuyés sur une approche numérique-expérimentale afin d'une part de valider la technique de mesure proposée (obtention de la courbe charge-enfoncement) et d'autre part de mettre au point l'appareil.

Pour valider la technique de mesure nous avons basé notre démarche succinctement sur la modélisation discrète du battage pénétrométrique PANDA3. Pour ce faire, nous avons travaillé sur le logiciel PFC 2D, où le pénétromètre et le sol étaient modélisés par un ensemble de billes rigides, chacune ayant les propriétés des matériaux constitutifs (acier et sol). Nous avons simulé ainsi le battage pénétrométrique du PANDA 3 dans un milieu pulvérulent contenu dans un moule représentant celui utilisé en laboratoire. Le pénétromètre était enfoncé à vitesse constante (20 mm/s) à différentes profondeurs et, un impact à vitesse variable ($v > 3$ m/s) était réalisé. L'installation de capteurs (jauges et accéléromètre) dans la pointe et dans la tête du pénétromètre modélisé nous a permis d'enregistrer et de comparer la courbe charge-enfoncement calculée avec celle obtenue à l'interface pointe/sol. Différentes simulations ont été réalisées et il apparaît d'une manière générale que la courbe charge-enfoncement calculée à partir des signaux mesurés en tête est bien représentative de celle ayant lieu dans la pointe. Ces résultats nous ont permis de valider et confirmer sur le plan théorique la technique de mesure proposée par le PANDA 3.

En ce qui concerne la mise au point de l'appareil nous avons travaillé principalement sur quatre volets, à savoir : (i) conception d'une nouvelle tête de mesure, (ii) développement d'un algorithme de traitement des signaux d'accélération, (iii) conception du système informatique d'acquisition et d'affichage des résultats et (iv) étude paramétrique du choc. Il se dégage ainsi que :

- une nouvelle tête de mesure permettant d'améliorer les mesures lors de la sollicitation (choc) a été conçue. Pour ce faire, différents prototypes ont été réalisés tout au long de ce travail afin de concevoir une tête de mesure respectant le cahier des charges imposé (ergonomie, résistance mécanique, type de capteur, fiabilité de mesure...).
- un algorithme de traitement des signaux d'accélération permettant d'obtenir l'enfoncement avec le moins d'erreur possible a été développé. Pour ce faire, nous avons travaillé sur des méthodes de filtrage, de correction et de conditionnement des signaux d'accélération. En effet il est connu que le calcul de l'enfoncement à partir des signaux d'accélération lors d'un événement violent (chocs, séismes...) n'est pas un problème simple à résoudre. Il nous a fallu concevoir un capteur adéquat ainsi qu'une chaîne de traitement permettant de corriger les bruits et sources d'erreurs de différents degrés introduits par phénomènes divers (bruit parasite, changement d'impédance, chocs...). Des essais comparatifs entre les mesures réalisées par le biais d'un capteur de déplacement (codeur) et celles calculées par l'algorithme proposé montrent que l'erreur cumulée en profondeur est inférieure à 5 %.
- un algorithme de traitement des signaux en pointe a été proposé afin de séparer les phénomènes vibratoires dus au pénétromètre de ceux dus au sol. Cela nous a permis d'améliorer l'interprétation et l'exploitation des courbes charge-enfoncement calculées. Ainsi, nous avons constaté qu'à partir d'une certaine longueur de barres, les fréquences de vibration propres de celles-ci se rapprochent de celles du sol. Cela perturbe l'exploitation et l'interprétation de la courbe charge-enfoncement.
- nous avons conçu un système informatique, PC et logiciel, répondant aux besoins du terrain (ergonomie, résistance ...) mais aussi aux besoins de capacité de calcul requise par un tel essai. En effet, la fréquence d'échantillonnage de mesure est de l'ordre de 50 kHz et le temps d'intégration est inférieur à 800 ms. L'affichage en temps réel, le géo-référencement de mesure et la transmission sans fils sont des options que nous avons considérées également. Enfin la simplicité, la robustesse et la légèreté du système ont été conservés.
- l'étude paramétrique nous a permis d'identifier l'importance des caractéristiques du marteau utilisé pour le battage (géométrie, masse, rigidité ...) sur la quantité d'énergie transmise aux tiges mais surtout sur la sollicitation elle-même, à savoir sur la durée et l'amplitude de l'onde de choc, celles-ci ayant une influence directe sur la sollicitation induite au sol ainsi que sur l'exploitation de la courbe charge-enfoncement.

Par la suite, nous avons présenté les résultats obtenus au laboratoire. Une étude paramétrique des résultats obtenus par l'exploitation de la courbe charge-enfoncement a été menée dans un moule de calibration pour différents sols. Pendant l'essai, nous avons étudié et analysé l'évolution de différents paramètres, à savoir : la résistance dynamique q_d et statique q_s , le module de déformation E_d^{P3} et la célérité des ondes de compression C_p^{P3} et de cisaillement C_s^{P3} en fonction du type de matériau ainsi que de leurs état de densité et teneur en eau. De manière générale il se dégage que :

- Pour chaque matériau dans un état de densité et de teneur en eau donnés les courbes charge-enfoncement obtenues sont reproductibles tout au long de l'essai réalisé et en-dessous de la profondeur critique (z_c). En ce qui concerne les résultats obtenus en surface ($z < z_c$) d'autres phénomènes se sont manifestés sur les courbes et les résultats obtenus, liés à l'état de confinement et la stabilisation du signal pénétrométrique.
- Pour un même matériau, à des états de densité et à teneur en eau différents, une évolution dans la forme des courbes charges-enfoncement obtenues a été constatée. La technique de mesure proposée et les résultats obtenus sont bien sensibles aux variations des paramètres d'état d'un sol. Par ailleurs, la forme et la signature des courbes obtenues a été également sensible à la nature du sol.

- Compte-tenu des conclusions citées ci-dessus il se dégage que les paramètres obtenus par l'exploitation de la courbe charge enfoncement (q_d , q_s , E_d^{P3} , C_p^{P3} et C_s^{P3}) sont représentatifs du sol ausculté et sensibles aux variations des paramètres d'états (densité et teneur en eau).

Dans la troisième partie de ce rapport, nous avons présenté les résultats obtenus sur différents sites. L'objectif étant, comme cité au préalable, d'évaluer d'un part la faisabilité d'un tel essai en conditions réelles et d'autre part de comparer les résultats obtenus avec ceux issus d'autres essais (CPTu, PMT, MASW ...). Nous avons également présenté en fin de cette troisième partie, les travaux réalisés permettant l'adaptation de la technique de mesure PANDA 3 au cas des pénétromètres lourds de type DPSH. L'ensemble des travaux et des résultats présentés dans cette partie révèlent que :

- L'appareil conçu répond aux besoins des contraintes imposées par le terrain (accessibilité, robustesse, simplicité ...). En effet, des essais dans des conditions de terrain variables et atteignant des profondeurs moyennement importantes ($z < 7$ m) ont été réalisés sans souci.
- Les résultats obtenus ont permis de montrer et de révéler tout l'intérêt d'utilisation d'une telle technique pour les campagnes de reconnaissance des sols superficiels. En effet, pour chaque sondage réalisé, nous avons obtenu, en fonction de la profondeur et pour chaque coup de marteau, une courbe contrainte-enfoncement à partir de laquelle les différents paramètres sont calculés. En considérant, pour un mètre linéaire (1ml) de sondage, que trois cent coups de marteau sont fournis en moyenne et que chaque courbe contrainte-enfoncement est constituée de quelques milliers de points de mesures, le nombre d'informations obtenues lors d'un sondage est très important. Voici toute la richesse et l'intérêt de cette nouvelle technique d'auscultation de sol vis-à-vis des essais plus classiques.
- Il a été montré que du point de vue théorique et technique (tenant compte de quelques modifications sur l'ensemble de battage : variation de l'énergie du battage) cette technique de mesure est applicable au cas des pénétromètres lourds. Nous avons ainsi conçu le pénétromètre dynamique nommé par analogie GRIZZLY 3 équipé avec une tête de mesure permettant d'ausculter à des profondeurs plus importantes (de l'ordre de $z < 15$ m). Quelques essais réalisés sur deux sites expérimentaux ont permis de montrer cela.

Enfin dans la quatrième partie nous avons présenté les études réalisées afin d'améliorer la méthode d'exploitation de la courbe charge-enfoncement permettant de compléter l'information obtenue lors de l'essai. Pour ce faire, nous nous sommes appuyés sur les observations réalisées à partir des résultats obtenus au laboratoire. Ceux-ci suggèrent qu'il existe une variation du comportement effort-déformation du sol exprimée par l'évolution de l'allure des courbes obtenues. L'étude bibliographique concernant le comportement des sols pendant le battage d'un pieu a permis de montrer la méconnaissance des mécanismes du comportement du sol sous sollicitation dynamique et la difficulté au moment d'évaluer leur comportement. De même il se révèle que très peu d'études ont été réalisées sur les sujets appliqués aux pénétromètres (Ali 2010; Arbaoui 2003; Faugeras 1979; Zhou 1997). La plupart des modèles permettant d'expliquer le terme de pointe d'un pénétromètre (statique et ou dynamique) visent à déterminer la résistance ultime ou la charge admissible développée par le sol plutôt qu'à déterminer le comportement effort-déformation jusqu'à la rupture (Biares and Gresillon 1972; Meyerhof 1951; R. Salgado, Mitchell, and Jamiolkowski 1997; Sanglerat 1972). Malgré tout et après avoir exploré différentes pistes (contrainte-vitesse en pointe, énergie transmise, étude fréquentielle ...), une approche à deux niveaux a été retenue afin de fournir d'une part le module de déformation (E_{kd}^{P3}) et d'autre part des paramètres de rupture du sol (c , ϕ) pour un sol soumis à sollicitation dynamique. La valeur de E_{kd}^{P3} est déterminée à partir de la courbe de mobilité (Caballero 2007; Calvente 2014; Heritier and Paquet 1986; Paquet 1968) et les valeurs de c , ϕ par le biais des expressions de la capacité portante (Costet and Sanglerat 1982). L'application de cette méthode d'exploitation à quelques essais de laboratoire ainsi qu'aux essais in-situ a permis d'obtenir des résultats encourageants.

Comme conclusion générale à ces travaux, les études, les résultats et les analyses ici présentés ont abouti à la conception d'un appareil de mesure répondant aux besoins propres du métier et permettent d'obtenir, pour chaque impact, des informations très riches sur le sol ausculté et précieuses par la suite pour l'ingénieur géotechnicien. Nous proposons donc une nouvelle technique d'auscultation des sols : Le PANDA 3.

Suite aux travaux réalisés plusieurs pistes de recherche et de développement sont envisageables.

En ce qui concerne les essais en laboratoire, avec le moule de calibration et bien que nous ayons commencé la réalisation de ces essais, il serait intéressant de les poursuivre dans des conditions mieux maîtrisées (état initial, effort de confinement ...), en chambre de calibration, pour d'autres types de sols. De même, la réalisation des essais complémentaires (triaxiaux, œdométriques ...) permettrait d'approfondir l'interprétation de la courbe charge-enfoncement.

De même, il serait intéressant de poursuivre les études réalisées à partir de la modélisation numérique discrète DEM du battage PANDA 3. En effet, bien que nous ayons employé cette approche pour valider la technique de mesure proposée, la modélisation d'un tel phénomène ouvre les portes à des analyses plus poussées. Des travaux récents (Quoc-Ahn tran, 2015) montrent qu'il est tout à fait possible d'envisager des simulations DEM permettant d'évaluer qualitativement et quantitativement la courbe charge enfoncement en pointe pénétrométrique. Il serait intéressant d'étudier le lien existant entre les paramètres obtenus par l'exploitation de cette courbe et ceux décrivant le comportement mécanique du milieu simulé (module d'élasticité, frottement interne ...). La modélisation et la simulation des essais complémentaires (biaxiaux, triaxiaux ...) se révèle également une piste intéressante afin d'améliorer le modèle d'exploitation de la courbe du PANDA 3 ; L'ensemble de ces études devrait permettre de relier l'information micromécanique (taille des grains, cohésion, frottement entre particules...) à celle obtenue par l'exploitation de la courbe charge-enfoncement.

Concernant l'exploitation de la courbe charge-enfoncement, une étude basée sur le traitement du signal en vue d'analyser le lien entre les micro-variations de la courbe et les caractéristiques physiques du milieu testé serait intéressante. De même, l'interprétation des signaux dans le domaine fréquentiel pourrait permettre d'accéder plus précisément au paramètre d'amortissement du sol. Le PANDA 3 apparaîtrait alors comme un outil très utile à la caractérisation in-situ du comportement dynamique des sols (rigidité, amortissement ...).

Une autre question à laquelle nous n'avons pas pu répondre à l'issue de ces travaux et qui mériterait d'être étudiée, est celle de la célérité des ondes déterminée par le biais de la polaire de choc et le lien avec la vitesse d'ondes de cisaillement V_s du sol. En effet, à l'heure actuelle, l'analyse effectuée par le PANDA 3 s'appuie sur les travaux réalisés par (Aussedat 1970; Meunier 1974) à partir de la polaire de choc. Dans cette approche, les auteurs proposent une exploitation du premier front des ondes incidente et réfléchi afin de déterminer la célérité de l'onde de compression du milieu (sol) ausculté. La détermination de la célérité des ondes de cisaillement se fait en considérant le milieu élastique isotrope ainsi adoptant une valeur du coefficient de Poisson ν , ce qui demande à priori la connaissance des paramètres de nature et d'état du sol.

Par ailleurs, la réalisation d'essais comparatifs in-situ permettrait d'étudier le rapport existant entre les résultats obtenus avec cette nouvelle technique de mesure et ceux proposés par d'autres techniques classiques de reconnaissance géotechnique (CPTu, PMT ...). Bien que nous ayons commencé cette étude par le biais de diverses campagnes expérimentales, la variabilité des résultats obtenus, liée très probablement à la variété de nature de sols auscultés, ne nous a permis d'apporter de conclusion définitive à ce sujet.

Afin de compléter l'adaptation de la technique de mesure au cas du pénétromètre lourd (le GRIZZLY 3), la mise au point du système d'asservissement de l'énergie de battage fait partie des prochains travaux à réaliser. A l'heure actuelle, un prototype de machine de battage à énergie variable a été conçu permettant de varier la hauteur de chute de la masse en fonction de

l'enfoncement obtenu (principe de l'énergie variable). Cela couplé à la tête de mesure GRIZZLY 3, devrait permettre d'ausculter avec précision des sols en profondeur et ayant des résistances à la pénétration relativement variables ($1,0 < q_d < 100$ MPa).

Enfin, un autre sujet à traiter est celui du frottement latéral. Bien que dans nos travaux nous nous soyons affranchis de ce problème, la pratique voudrait qu'il soit pris en compte et caractérisé. L'analyse des signaux pourrait être effectuée au moyen de méthodes numériques basées sur des algorithmes d'ajustement de signaux (type CAPWAP, SIMBAT ...) où le pénétromètre, ainsi que l'interaction avec le sol, seront discrétisés. Une telle analyse devrait permettre de localiser les efforts le long des tiges et de distinguer la résistance au frottement latéral de la résistance de pointe.

Références bibliographiques

- Abou-matar, H., and G. Goble. 1997. "SPT Dynamic Analysis and Measurements." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123 (10): 921–28. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:10(921).
- Ali, Hassan. 2010. "Caractérisation Améliorée Des Sols Par L'essai de Chargement de Pointe Au Piézocone. Application Au Calcul Des Fondations Profondes." Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II. <http://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00629642>.
- Amar, Samuel, François Baguelin, and Jean-François JEZEQUEL. 1983. "Le Pressio-Pénétrömètre Pour La Reconnaissance Des Sols À Terre et En Mer." *Bulletin de Liaison Des Laboratoires Des Ponts et Chaussées*, no. 126: 21–25.
- Amar, Samuel, and Jean-François Jezequel. 1998. "Propriétés mécaniques des sols déterminées en place." *Techniques de l'ingénieur. Construction 1 (C220): C220.1–C220.24*.
- Amini, Farshad. 2003. "Potential Applications of the Static and Dynamic Cone Penetrometers in MDOT Pavement Design and Construction." <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/summary?doi=10.1.1.133.5058>.
- Andrus, Ronald D., and Kenneth H. Stokoe II. 2000. "Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126 (11): 1015–25.
- Arbaoui, Hakim. 2003. "Mesure de la déformabilité des sols en place avec un pénétromètre." Thèse de doctorat, Clermont-Ferrand, France: Université Blaise Pascal.
- Arraigada, M., and M. Partl. 2006. "Calculation of Displacements of Measured Accelerations, Analysis of Two Accelerometers and Application in Road Engineering." In *Proceedings of 6th Swiss Transport Research Conference STRC, Monte Verita, Ascona*. Vol. 50.
- Arroyo, M., Joanna Butlanska, A. Gens, Francesco Calvetti, and Michael Jamiolkowski. 2010. "Cone Penetration Tests in a Virtual Calibration Chamber." *Géotechnique* 61 (6): 525–31.
- ASTM D1586. n.d. "Test Method for Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils." ASTM International.
- ASTM D 4633-10. n.d. "Standard Test Method for Energy Measurement for Dynamic Penetrometers." ASTM International.
- ASTM D 6951-03. n.d. "Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications." ASTM International.
- Atkinson, J. H. 2000. "Non-Linear Soil Stiffness in Routine Design." *Géotechnique* 50 (5): 487–508.
- Aussedat, Georges. 1970. "Sollicitations rapides des sols." Thèse 3e cycle, Grenoble, 1970, France.
- Bacconnet, C., D. Boissier, and R. Gourves. 2004. "Aide Au Diagnostic D'une Digue En Terre Par Pénétrométrie." In , 263–70.
- Balachowski, Lech. 1995. "Différents aspects de la modélisation physique du comportement des pieux : chambre d'étalonnage et centrifugeuse." Thèse de doctorat, France.
- Barré de Saint-Venant. 1867. "Sur Le Choc Longitudinal de Deux Barres Élastiques de Grosseurs et de Matières Semblables Ou Différentes, et Sur La Proportion de Leur Force Vive Qui Est Perdue Pour La Translation Ulérieure; Et Généralement Sur Le Movement Longitudinal D'un Système de Deux Ou Plusieurs Prismes Élastiques." *Journal de Mathématiques, 2e Série* 12: 237–376.
- Belien, Antoine. 2009. "Cahier Des Charges PANDA 3." Document interne à Sol Solution.

- . 2013. “Conception et Développement D’un Logiciel Pour L’acquisition et Le Traitement Des Données Du PANDA 3.” Document interne à Sol Solution.
- Be, Max Cope. 2011. “Dynamic Probe Theory Revisited – Effective Interpretation of Dynamic Test Results.” In . <http://www.docstoc.com/docs/77766375/DYNAMIC-PROBE-THEORY-REVISITED>.
- Bemben, S. M., and H. J. Myers. 1974. “The Influence of Rate of Penetration on Static Cone Resistance in Connecticut River Valley Varved Clay.” In *Proc., European Symp. on Penetration Testing*, 2:33–43. National Swedish Council for Building Research Stockholm.
- Benamar, Ahmed. 1992. “Etude expérimentale du frottement latéral argile/pieu en cours de battage.” Thèse Doctorat, France.
- Benz, M. A., E. Escobar, R. Gourvès, Y. Haddani, P. Breul, and C. Bacconnet. 2013. “Mesures Dynamiques Lors Du Battage pénétrométrique—Détermination de La Courbe Charge-Enfoncement Dynamique En Pointe.” In *Proceedings of the 18th International Conférence on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, France*, 409–503. <http://www.geotech-fr.org/sites/default/files/congres/cimsg/499.pdf>.
- Benz, M. A., R. Gourves, and Y. Haddani. 2011. “Détermination de Paramètres Dynamiques Du Sol Lors Du Battage Pénétrométrique Par Découplage D’ondes.” *8ème Colloque National AFPS*, 1129–38.
- Benz-Navarette, Miguel Angel, Roland Gourves, Esteban Escobar, Pierre Breul, Younes Haddani, Antoine Belien, and David Chabanat. 2012. “Le Grizzly 2®-Automatisation Des Pénétrètres Dynamiques et Mesures D’énergie Lors Du Battage.” <http://www.geotech-fr.org/sites/default/files/congres/jngg/JNGG-2012-157.pdf>.
- Benz-Navarrete, Miguel-Angel. 2009. “Mesures Dynamiques Lors Du Battage Du Pénétrètre PANDA 2.” Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II. <http://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00725564>.
- Biarez, J., and J. M. Gresillon. 1972. “Essais et Suggestions Pour Le Calcul de La Force Portante Des Pieux En Milieu Pulverulent.” *Geotechnique* 22 (3): 433–50.
- Borel, Serge, and Philippe Reiffsteck. 2006. *Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d’essais en place*. 1 vols. Études et recherches des Laboratoires des ponts et chaussées. Série Géotechnique, ISSN 1157-3910 81. Paris, France: Laboratoire central des Ponts et Chaussées.
- Bouteldja, Fathe. 2009. “Diagnostic En Place et Prévision de L’évolution D’un Système D’assainissement Non Collectif.” Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II. <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00725242/>.
- Bowles, J. E. 1988. “Foundation Analysis and Design. Fourth Edition.” <http://trid.trb.org/view.aspx?id=311245>.
- . 1996. *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill, New York.
- Breul, P., M. Benz, R. Gourvès, and G. Saussine. 2009. “Penetration Test Modelling in a Coarse Granular Medium.” In *AIP Conference Proceedings*, 1145:173–76. AIP Publishing. doi:10.1063/1.3179869.
- Breul, Pierre. 1999. “Caractérisation endoscopique des milieux granulaires couplée a l’essai de pénétration.” Thèse de doctorat, France.
- Breyse, Denys, and Richard Kastner, eds. 2003. *Sols urbains*. 1 vols. (Traité MIM. Série Géomatériaux). Paris, France: Hermes science publ. : Lavoisier.
- Butlanska, J., M. Arroyo, and A. Gens. 2012. “3D DEM Simulations of CPT in Sand.” In *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*, 817–24. CRC Press.
- Byun, Yong-Hoon, and Jong-Sub Lee. 2013. “Instrumented Dynamic Cone Penetrometer Corrected with Transferred Energy into a Cone Tip: A Laboratory Study.” *Geotechnical Testing Journal* 36 (4): 20120115. doi:10.1520/GTJ20120115.

- Caballero, Carina Roxsana. 2007. "Evaluación numérico experimental del comportamiento bajo carga axial de pilotes." <http://rdu.unc.edu.ar/handle/11086/781>.
- Calvente, René Matias. 2014. "Méthodologie de contrôle en place des micropieux à partir d'essais dynamiques." Phdthesis, Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II. <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01083651/document>.
- Cambou, B., and R. Bahar. 1993. "Utilisation de L'essai Pressiométrique Pour L'identification de Paramètres Intrinsèques Du Comportement D'un Sol." *Revue Française de Géotechnique*, no. 63.
- Casem, D. T., W. Fourny, and P. Chang. 2003. "Wave Separation in Viscoelastic Pressure Bars Using Single-Point Measurements of Strain and Velocity." *Polymer Testing* 22 (2): 155–64.
- Cassan, Maurice. 1987. *Les Essais in situ en mécanique des sols*. Paris, France: Eyrolles.
- Chaigneau, Lt. 2001. "Caractérisation Des Milieux Granulaires de Surface À L'aide D'un Pénétromètre." *Doctor of Philosophy Dissertation. University Blaise Pascal, Clermont Ferrand, France*.
- Chow, Y. K. 1986. "Analysis of Vertically Loaded Pile Groups." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 10 (1): 59–72.
- Chua, Koon Meng, and Robert L. Lytton. 1988. "Dynamic Analysis Using the Portable Pavement Dynamic Cone Penetrometer." *Transportation Research Record*, no. 1192. <http://trid.trb.org/view.aspx?id=302033>.
- Costet, J., and G. Sanglerat. 1982. *Cours Pratique de Mécanique Des Sols: Calcul Des Ouvrages*. Vol. Tome 2. Paris, France.
- Cundall, Peter A., and Otto DL Strack. 1979. "A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies." *Geotechnique* 29 (1): 47–65.
- Dali, Bachir. 1993. *Determination de La Force Portante Statique Des Pieux Soumis a Un Chargement Dynamique Axial*. Villeurbanne, INSA. <http://www.theses.fr/1993ISAL0047>.
- Daniel, C., J. Howie, R. Jackson, and B. Walker. 2005. "Review of Standard Penetration Test Short Rod Corrections." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131 (4): 489–97. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:4(489).
- De Mello, Victor FB. 1971. "The Standard Penetration Test." In *State of the Art. Fourth Panamerican Conference*.
- Deplagne, F., and C. Bacconnet. 1993. "Analyse Structurale D'une Digue En Argile." *Cahiers de Géostatistique, Compte Rendu Des Journées de Géostatistique. Fontainebleau*, 25–26.
- Dubost, J, A. Delacroix, A. Robinet, and N. Calon. 2012. "Estimation de La Portance et de La Raideur Des Plates-Formes Ferroviaires Par Couplage D'essai Panda et Géoendoscope," Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG edition.
- Emerson, Mark. 2005. "Corrélations entre données géotechniques et géophysiques à faible profondeur dans des sables." Thèse de doctorat, Grenoble, France: Institut national polytechnique.
- Emerson, M., P. Foray, A. Puech, and E. Palix. 2008. "A Global Model for Accurately Interpreting CPT Data in Sands from Shallow to Greater Depth." *Geotechnical and Geophysical Site Characterization*.
- NF EN ISO 22476-2. n.d. "Reconnaissance et Essais Géotechniques - Essais En Place - Partie 2 : Essai de Pénétration Dynamique." AFNOR.
- Escobar, E., M. Benz, R. Gourvès, and P. Breul. 2013. "Dynamic Cone Penetration Tests in Granular Media: Determination of the Tip's Dynamic Load-Penetration Curve." In *AIP Conference Proceedings*, 1542:389–92. AIP Publishing. doi:10.1063/1.4811949.
- Espinace, R., G. Villavicencio, J. Palma, P. Breul, C. Bacconnet, M. A. Benz, and R. Gourvès. 2014. "Stability of Chilean's Tailings Dams with the Panda® Penetrometer. Experiences

- of the Last 10th Dix Ans D'études de La Stabilité Des Barrages de Résidus Miniers Chiliens À L'aide Du Pénétrömètre Panda®." Accessed April 29. <http://www.geotech-fr.org/sites/default/files/congres/cimsg/519.pdf>.
- Eurocode 7 - Partie 2. 2007. "Reconnaissance Des Terrains et Essais." AFNOR.
- Fahey, Martin, and John P. Carter. 1993. "A Finite Element Study of the Pressuremeter Test in Sand Using a Nonlinear Elastic Plastic Model." *Canadian Geotechnical Journal* 30 (2): 348–62.
- Fahey, Martin, Peter K. Robertson, and Ahmed A. Soliman. 1994. "Towards a Rational Method of Predicting Settlements of Spread Footings on Sand." In , 598–611. ASCE.
- Fairhurst, Charles. 1961. "Wave Mechanics of Percussive Drilling." *Mine Quarry Engng* 27 (170): 126–27.
- Farrar, J. A. 1998. "Summary of Standard Penetration Test (SPT) Energy Measurement Experience." In *Proc. 1st Int. Conf. on Site Characterization, Atlanta*, 2:919–26.
- Faugeras, J. C. 1979. "L'essai de compressibilité des sols au pénétromètre statique et son interprétation sur modèle analogique." Thèse de 3e cycle, France.
- Fischer, H. C. 1959. "On Longitudinal Impact II." *Applied Scientific Research, Section A* 8 (1): 278–308.
- Foray, P. 1991. "Scale and Boundary Effects on Calibration Chamber Pile Tests." In *Proceedings of the First International Symposium on Calibration Chamber Testing/ISOCCTI, Potsdam, New York*, 147–60. DTIC Document.
- Foray, Pierre. 1972. "Contribution à l'étude des tassements et de la force portante des pieux." Thèse de doctorat, Grenoble, France: Université Joseph Fourier.
- Foray, P., and A. Puech. 1976. "Influence de La Compressibilité Sur La Force Portante a La Rupture Des Pieux En Milieu Pulvérulent." *ANN ITBTP*, no. 339 (May). <http://trid.trb.org/view.aspx?id=1058639>.
- Frank, Roger. 1995. *Fondations Profondes*. Ed. Techniques Ingénieur. <https://books.google.fr/books?hl=fr&lr=&id=tKytGHzfQf4C&oi=fnd&pg=PA1&dq=Fondations+profondes+Roger+FRANK&ots=hAKHxC-pRm&sig=BqiXW7rSHvB4srhUn8d1kiTzSfE>.
- Frazer, B. 1971. "Formulas de Hincá Dinámica." *Revista de Obras Publicas de España*, 977–90.
- Gambin, M., A. Gomes Correia, and A. Antão. 2002. "Validité de La Mesure Du Module Dans Le Domaine Des Petites Aux Moyennes Déformations Par Essais de Chargement in-Situ." *Param* 2002, 49.
- Gambin, M., and J. Jezequel. 1998. "A New Approach to the Menard PMT Parameters." *Geotechnical Site Characterisation (ISC'98)*, Robertson and Mayne Editors, Balkema, Rotterdam.
- Garnier, J. 1995. "Modèles Réduits En Mécanique Des Sols." *AUGC, Ecole Centrale de Nantes* 18: 21–44.
- Gibson, Gary Clive, and Harry M. Coyle. 1968. *Soil Damping Constants Related to Common Soil Properties in Sands and Clays*. Texas Transportation Institute, Texas A & M University. http://repository.tamu.edu/search%3Fscope%3D/search?scope=/search&order=DESC&pp=10&sort_by=0&page=1949&query=pattern+alteration&etal=0.
- Goble, G. G., G. Likins Jr, and F. Rausche. 1975. "Bearing Capacity of Piles from Dynamic Measurements," March. <http://trid.trb.org/view.aspx?id=30248>.
- Gonin, H. 1978. "Etude Théorique Du Battage Des Corps Élastiques Élances et Application Pratique." *ANNALES ITBTP*, no. 361 (SOLS FOND/155) (May). <http://trid.trb.org/view.aspx?id=1058993>.
- . 1996. "Du Pénétrömètre Dynamique Au Battage Des Pieux." *Revue Française de Géotechnique*, no. 76. <http://trid.trb.org/view.aspx?id=997526>.

- Gonin, H., and P. Vandangeon. 1992. "Etude Sur Les Corrélations Entre Le Standard Pénétration Test et Le Pressiomètre." *Revue Française de Géotechnique*, no. 58. <http://trid.trb.org/view.aspx?id=1011060>.
- Gourves, R., and R. Barjot. 1995. "The Panda Ultralight Dynamic Penetrometer." *Proceeding of ECSMF. Copenhagen, Denmark*, 83–88.
- Gourvès, Roland. 1991. "Le PANDA – Pénétrömètre Dynamique Léger À Énergie Variable." Clermont-Ferrand: LERMES CUST, Université Blaise Pascal.
- Gourvès, and Zhou. 1997. "The in Situ Characterization of the Mechanical Properties of Granular Media with the Help of Penetrometer." In *3rd International Conférence on Micromécanique of Granular Média. Duram*, 57–60.
- Grésillon, Jean-Michel. 1970. "Etude des fondations profondes en milieu pulvérulent." Thèse de doctorat, 1811-1970, France: Université de Grenoble. Faculté des sciences.
- Guerrero, Olivier. 2014. "Comparaison et Couplage de Méthodes Géophysiques Pour L'amélioration Des Reconnaissances Des Sols Dans Les Projets Géotechniques En Milieu Périurbain." <Http://www.theses.fr>. <http://www.theses.fr/s126693>.
- Haddani, Younes. 2004. "Caractérisation et classification des milieux granulaires par géoendoscopie." Thèse de doctorat, Clermont-Ferrand, France: Université Blaise Pascal.
- Haddani, Y., G. Saussine, P. Breul, M. Benz-Navarette, and R. Gourvès. 2011. "Estimation de La Portance et de La Raideur Des Plates-Formes Ferroviaires Par Couplage D'essai Panda et Géoendoscope." *Symposium International GEORAIL*.
- Heritier, B., and J. Paquet. 1986. "Battage D'un Pieu En Milieu Pulvérulent: Acquisition Des Données et Simulation." *ANNALES ITBTP*, no. 450 (SF/198). <http://trid.trb.org/view.aspx?id=1027586>.
- Hudson, Donald E. 1979. *Reading and Interpreting Strong Motion Accelerograms*. Vol. 1. Earthquake Engineering Research Institute Berkeley, Calif. <http://www.getcited.org/pub/101983480>.
- Itasca. 1997. "Itasca Consulting Group, Inc. PFC2D Particle Flow Code in 2 Dimensions" Manual. ICG, Minneapolis, Minnesota.
- Jezequel, J. 1969. "Les Pénétrömètres Statiques. Influence Du Mode D'emploi Sur La Résistance de Pointe." *Bidl. de Liaison de Laboratoire Routiers de Ponts de Chaussées* 36: 151–60.
- Johnson, William. 1972. *Impact strength of materials*. London, Royaume-Uni: Edward Arnold.
- Jung, B., and Y. Park. 2005. "Longitudinal Wave Decomposition in Time Domain with Single Point Axial Strain and Acceleration Measurements." In *Asia Pacific Vibration Conference (APVC)*. <http://koasas.kaist.ac.kr/handle/10203/5643>.
- Juran, I., P. Bocherel, P. Schaack, and A. Rousset. 1999. "A Soil Compaction Control Technology Assesement and Demonstration." *APWA International Public Congress*.
- Karlsson, L. G., B. Lundberg, and K. G. Sundin. 1989. "Experimental Study of a Percussive Process for Rock Fragmentation." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 26 (1): 45–50. doi:10.1016/0148-9062(89)90524-X.
- Kianirad, Ehsan, Ronald W. Gamache, David Brady, and Akram N. Alshawabkeh. 2011. "Equivalent Quasi-Static Estimation of Dynamic Penetration Force for Near Surface Soil Characterization." In *ASCE*, 2325–34. American Society of Civil Engineers. doi:10.1061/41165(397)238.
- Kim, Dong-Soo, Jun-Ung Youn, and Heon-Joon Park. 2013. "Applications of Shear Wave Velocity on Various Geotechnical Problems," *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4 – Coutinho & Mayne*, .
- Kim, Hobi, Monica Prezzi, and Rodrigo Salgado. 2010. "Use of Dynamic Cone Penetration and Clegg Hammer Tests for Quality Control of Roadway Compaction and Construction."
- Konrad, J.-M., and D. Lachance. 2001. "Use of in Situ Penetration Tests in Pavement Evaluation." *Canadian Geotechnical Journal* 38 (5): 924–35.

- Kramer, Steven L. 1996. *Geotechnical earthquake engineering*. Upper Saddle River, Etats-Unis: Prentice Hall.
- Ledoux, J.-L., J. Menard, and P. Soulard. 1983. "Le Pénétré-Gammadensimètre." *Bulletin de Liaison Des Laboratoires Des Ponts et Chaussées*, no. 126: 26–28.
- Lepetit, Luc. 2002. *Etude D'une Méthode de Diagnostic de Dignes Avec Prise En Compte Du Risque de Liquéfaction*. Clermont-Ferrand 2. <http://www.theses.fr/2002CLF21340>.
- Levacher, Daniel. 1983. "Contribution a l'étude du comportement d'un pieu soumis a des sollicitations dynamiques en sol pulvérulent : le battage des pieux et les autres procédés de fonçage." DOCTEUR INGENIEUR, France.
- Litkouthi, S., and T. J. Poskitt. 1980. "Damping Constants for Pile Driveability Calculations." *Géotechnique* 30 (1): 77–86.
- Llanca, D., P. Breul, A. Talon, C. Bacconnet, and Y. Haddani. 2011. "Caractérisation de L'état de La Maçonnerie D'un Ouvrage Enterré." <http://dspace.univ-tlemcen.dz/handle/112/526>.
- Llanca-Vargas, Daniel. 2014. "Caractérisation de Tunnels Anciens En Maçonnerie Par Des Techniques D'auscultation Non Conventionnelles. Application Au Réseau RATP." Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II. <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01087563/>.
- Loukidis, Dimitrios, Rodrigo Salgado, and Grace Abou-Jaoude. 2008. "Assessment of Axially-Loaded Pile Dynamic Design Methods and Review of INDOT Axially-Loaded Pile Design Procedure." <http://docs.lib.purdue.edu/jtrp/326/>.
- Lundberg, B., and A. Henchoz. 1977. "Analysis of Elastic Waves from Two-Point Strain Measurement." *Experimental Mechanics* 17 (6): 213–18. doi:10.1007/BF02324491.
- Lunne, Tom, Peter Kay Robertson, and John J. M. Powell. 1997. *Cone penetration testing in geotechnical practice*. 1 vols. London, Royaume-Uni.
- Magnan. 2010. "L'étude Géotechnique et Son Adaptation Aux Grands Projets." presented at the Le rôle de la géotechnique dans les grands projets.
- Magnan, J.-, A. Abdul Baki, and P. Pouget. 1993. "Analyse Statistique de La Variabilité Des Propriétés Physiques et Mécaniques D'un Sol." *Bulletin de Liaison Des Laboratoires Des Ponts et Chaussées*, no. 186 (July).
- Matsumoto, TATSUNORI, HIDEO Sekiguchi, HIROSHI Yoshida, and KATSUTOSHI Kita. 1992. "Significance of Two-Point Strain Measurement in SPT." *Soils and Foundations* 32 (2): 67–82.
- Mayne, Coop, Springman, Huang, and Zornberg. 2009. "GeoMaterial Behavior and Testing." *Proc. 17th Intl. Conf. Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Vol. 4*.
- Mayne, Paul W. 2012. "Geotechnical Site Characterization in the Year 2012 and beyond." In *Geotechnical Engineering State of the Art and Practice@ sKeynote Lectures from GeoCongress 2012*, 157–86. ASCE. <http://cedb.asce.org/cgi/WWWdisplay.cgi?289185>.
- Mayne, Paul W., James A. Schneider, and G. K. Martin. 1999. "Small-and Large-Strain Soil Properties from Seismic Flat Dilatometer Tests." *Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Balkema, M. Jamiolkowski; R. Lancelotta: LoPresti (eds)*. http://www.marchetti-dmt.it/pdf/files/mayne_sdmt99.pdf.
- Meave Silva, O. 1999. "Cone Penetration Test at Shallow Depth; the Influence of Cone Shape." MSc- Thesis, IHE, Delft.
- Menard, Louis. 1963. "Calcul de La Force Portante Des Fondations Sur La Base Des Resultats Des Essais Pressiometriques." *Sols Soils* 5. http://www.geotech-fr.org/sites/default/files/education/articles/sols_soils_N5_1963_p9_32.pdf.
- Meunier, Jacques. 1974. "Contribution à l'étude des ondes et des ondes de choc dans les sols." Thèse de doctorat, Grenoble, France: Université Joseph Fourier.
- Meyerhof, G. G. 1951. "The Ultimate Bearing Capacity of Foudations." *Geotechnique* 2 (4): 301–32.

- Middendorp, P., P. Bermingham, and B. Kuiper. 1992. "Statnamic Load Testing of Foundation Piles." In *Proceedings, Fourth International Conference of Applications of Stress-Wave Theory to Piles, The Hague, Netherlands*, 581–88.
- Morgano, C. M., and R. Liang. 1992. "Energy Transfer in SPT-Rod Length Effect." In *INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES*, 4:121–27.
- Moussouteguy, Nathalie. 2002. *Utilisation Combinée Des Essais Pressiométriques et Diagraphies Instantanées Pour Mieux Évaluer Le Risque Géotechnique En Reconnaissance Des Sols*. Bordeaux 1.
- Nasreddine, Khaldoun. 2004. "Effet de La Rotation Des Contraintes Sur Le Comportement Des Sols Argileux." Ecole des Ponts ParisTech. <http://pastel.archives-ouvertes.fr/pastel-00000957>.
- Nazaret, J. P. 1974. "Adaptation of the LPC Electric Tip to the Frame of the Core Cutter with Fixed Piston." *Bulletin de Liaison Du Laboratoire de Ponts et Chaussée*, no. 72 (July).
- Nazarian, Soheil, Vivek Tandon, Kevin Crain, and Deren Yuan. 2000. "Use of Instrumented Dynamic Cone Penetrometer in Pavement Characterization." *ASTM Special Technical Publication 1375*: 214–30.
- NF P94-105. "Sols : Reconnaissance et Essais - Contrôle de La Qualité Du Compactage - Méthode Au Pénétromètre Dynamique À Énergie Variable - Principe et Méthode D'étalonnage Du Pénétromètre - Exploitation Des Résultats - Interprétation." AFNOR.
- NF P94-113. "Sols : Reconnaissance et Essais - Essai de Pénétration Statique." AFNOR.
- NF P94-114. "Géotechnique - Sols : Reconnaissance et Essais - Essai de Pénétration Dynamique Type A." AFNOR.
- NF P94-115. "Géotechnique - Sols : Reconnaissance et Essais - Sondage Au Pénétromètre Dynamique Type B." AFNOR.
- NF P94-116. "Sols : Reconnaissance et Essais - Essai de Pénétration Au Carottier." AFNOR.
- NF P94-500. 2013. "Missions D'ingénierie Géotechnique - Classification et Spécifications." AFNOR.
- Odebrecht, E., F. Schnaid, M. Rocha, and G. de Paula Bernardes. 2005. "Energy Efficiency for Standard Penetration Tests." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131 (10): 1252–63. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:10(1252).
- Oularbi, Azzedine. 1989. "Applicabilité des mesures dynamiques aux calculs des pieux." Thèse Doctorat, France.
- Paikowsky, Samuel G., John E. Regan, and John J. McDonnell. 1994. *A Simplified Field Method for the Capacity Evaluation of Driven Piles*. Federal Highway Administration.
- Paquet, J. 1968. "Étude Vibratoire Del Pieux En Beton, Response Harmonique et Impulsionelle, Application Au Controle." In *Annales de L'Institut Technique Du Batiment et Des Travaux Publics*.
- Plumelle, Claude, Denis Fabre, Olivier Fouché, Alain Hirschauer, Claude Auteur Plumelle, and Alain Tabbagh. 2013. *Théorie et pratique de la géotechnique*. 1 vols. Expertise technique, ISSN 2262-5089. Paris, France: Ed. Le moniteur, impr. 2013.
- Poulos, H., and E. Davies. 1990. "Pile Fondation Analysis and Design." *Florida: Robert E. Kriger Publishing Company*.
- Poulos, H. G. 1989. "Pile Behaviour—theory and Application." *Géotechnique* 39 (3): 365–415.
- . 2001. "Piled Raft Foundations: Design and Applications." *Géotechnique* 51 (2): 95–113.
- Puech, Alain. 1975. "De l'influence de la compressibilité sur la force portante limite des fondations profondes." Thèse 3e cycle, Grenoble 1, 1975, France.
- Quezada. 2012a. "Mécanismes de tassement du ballast et sa variabilité." Thèse de doctorat, Montpellier, France: Laboratoire de Mécanique et Génie Civil.

- Quezada, Juan carlos. 2012b. *Mécanismes de Tassement Du Ballast et Sa Variabilité*. Montpellier 2. <http://www.theses.fr/2012MON20117>.
- Quezada, Juan Carlos, Gilles Saussine, Pierre Breul, and Farhang Radjai. 2013. "Penetration Strength of Coarse Granular Materials from DEM Simulations." In *AIP Conference Proceedings*, 1542:241–44. AIP Publishing. doi:10.1063/1.4811912.
- Randolph, Mark F., and C. Peter Wroth. 1978. "Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles." *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 104 (12): 1465–88.
- Randolph, M. F. 1994. "Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts." *XIII ICSMFE*, 61–82.
- Rausch, Frank, Fred Moses, and George G. Goble. 1972. "Soil Resistance Predictions from Pile Dynamics." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 98 (9): 917–37.
- Reiffsteck, Philippe, Daniel Lossy, and Jean Benoît. 2012. *Forages, sondages, et essais in situ géotechniques: les outils pour la reconnaissance des sols et des roches*. 1 vols. Paris, France: Presse des Ponts.
- Rhayma, Nouredine. 2010. "Contribution À L'évolution Des Méthodologies de Caractérisation et D'amélioration Des Voies Ferrées." Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II. <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00719102/>.
- Robertson, P., R. Campanella, D. Gillespie, and A. Rice. 1986. "Seismic Cpt to Measure in Situ Shear Wave Velocity." *Journal of Geotechnical Engineering* 112 (8): 791–803. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:8(791).
- Robertson, P. K. 2006. "Guide to Insitu Testing Soil." *Scribd*. <http://www.scribd.com/doc/147975478/Guide-to-Insitu-Testing-Soil>.
- Robertson, P. K., and C. E. Wride. 1998. "Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test." *Canadian Geotechnical Journal* 35 (3): 442–59.
- Salgado, R., J. K. Mitchell, and M. Jamiolkowski. 1997. "Cavity Expansion and Penetration Resistance in Sand." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123 (4): 344–54.
- Salgado, Rodrigo. 2013. "The Mechanics of Cone Penetration: Contributions from Experimental and Theoretical Studies." *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4~Autofilled~*, 131. Accessed November 27.
- Salgado, R., and M. Prezzi. 2007. "Computation of Cavity Expansion Pressure and Penetration Resistance in Sands." *International Journal of Geomechanics* 7 (4): 251–65. doi:10.1061/(ASCE)1532-3641(2007)7:4(251).
- Sanglerat, Guy. 1972. *The penetrometer and soil exploration: Interpretation of penetration diagrams - theory and practice*. 1 vols. Developments in geotechnical engineering (Print), ISSN 0165-1250 1. Amsterdam, Pays-Bas.
- Scala, A. J. 1956. "Simple Methods of Flexible Pavement Design Using Cone Penetrometers." *New Zealand Engineering* 11 (2): 34.
- Schmertmann, John H., and Alejandro Palacios. 1979. "Energy Dynamics of SPT." *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 105 (8): 909–26.
- Schnaid, F. 2006. "Geo-Characterisation and Properties of Natural Soils by in Situ Tests." In , 3–45. Millpress Science Publishers.
- Schnaid, Fernando. 2005. "Geocharacterisation and Properties of Natural Soils by in Situ Tests." In *PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING*, 16:3. AA BALKEMA PUBLISHERS.
- Semblat, J.F. 1994. "Sols sous sollicitations dynamiques et transitoires : réponse dynamique aux barres de Hopkinson, propagation d'ondes en milieu centrifuge." Thèse de doctorat, France.
- Shahrour, Isam, and Roland Gourvès. 2005. *Reconnaissance des terrains in situ*. 1 vols. (Traité MIM. Série Géomatériaux). Paris, France: Hermes science publ. : Lavoisier.

- Smith, E. A. 1962. "Pile-Driving Analysis by the Wave Equation." *American Society of Civil Engineers Transactions*.
- Suárez, A., M. Tordesillas, E. Carreño, and B. Bravo. 1999. "Registro Y Tratamiento de Acelerogramas." *Física de La Tierra*, no. 11: 81.
- Sy, A., and R. G. Campanella. 1991. "An Alternative Method of Measuring SPT Energy." In *Proc., 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 499–505. Univ. of Missouri-Rolla.
- Tanaka, Hiroaki, Masatoshi Momozu, Akira Oida, and Minoru Yamazaki. 2000. "Simulation of Soil Deformation and Resistance at Bar Penetration by the Distinct Element Method." *Journal of Terramechanics* 37 (1): 41–56. doi:10.1016/S0022-4898(99)00013-0.
- Tiedemann, Drew A. 1978. *Dynamic Geotechnical Testing*. ASTM International.
- Timoshenko, S. P., J. N. Goodier, and H. Norman Abramson. 1970. "Theory of Elasticity." *Journal of Applied Mechanics* 37: 888.
- Tokimatsu, Kohji. 1988. "Penetration Tests for Dynamic Problems: Proc 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, 20–24 March 1988 V1, P117–136. Rotterdam: AA Balkema, 1988." In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 27:A90. Pergamon.
- Tran, Quoc Anh, Bastien Chevalier, and Pierre Breul. 2013. "DEM Modeling of Penetration Test in Static and Dynamic Conditions." In *AIP Conference Proceedings*, 1542:225–28. AIP Publishing. doi:10.1063/1.4811908.
- Van den Berg, P., Verruijt A., de Borst, R., TU Delft, and TU Delft, Delft University of Technology. 1994. "Analysis of Soil Penetration." Delft University Press. <http://resolver.tudelft.nl/uuid:e4508bb6-9540-4d2e-9a81-d0c350be9175>.
- Verruijt, Arnold. 2004. *Soil Dynamics*. Technische Universiteit, Faculteit Civiele Techniek. <http://download.acca.it/Download/BibLus-net/approfondimentitecnici/soildynamicsbook.pdf>.
- Vesic, A. S. 1972. "Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div* 98 (sm3). <http://trid.trb.org/view.aspx?id=125818>.
- Villavicencio, A. Gabriel, Pierre Breul, Claude Bacconnet, Daniel Boissier, and A. Raúl Espinace. 2011. "Estimation of the Variability of Tailings Dams Properties in Order to Perform Probabilistic Assessment." *Geotechnical and Geological Engineering* 29 (6): 1073–84. doi:10.1007/s10706-011-9438-5.
- Villavicencio, G. 2009. "Méthodologie Pour Evaluer La Stabilité Mécanique Des Barrages de Résidus Miniers." *Doctor of Philosophy Dissertation. University Blaise Pascal, Clermont Ferrand.[Links]*.
- Waschkowski, Edwin. 1983. "Le Pénétrromètre Dynamique." *Bull. Lab. Ponts et Chaussées* 125: 95–103.
- Wei, Lei. 2004. "Numerical Simulation and Field Verification of Inclined Piezocone Penetration Test in Cohesive Soils." April 8. <http://etd.lsu.edu/docs/available/etd-04082004-150238/>.
- Wu, Kuhlemeyer, and To. 1989. "Validity of Smith Model in Pile Driving Analysis." *Journal of Geotechnical Engineering* 115 (9): 1285–1302.
- Yu, H. S., and J. K. Mitchell. 1998. "Analysis of Cone Resistance: Review of Methods." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124 (2): 140–49.
- Zhou, Shuhua. 1997. "Caractérisation des sols de surface a l'aide du pénétromètre dynamique léger à énergie variable type PANDA." Thèse de doctorat, France.

Annexes

Annexe A : *Essais de caractérisation au laboratoire*

Annexe B : *Essais PANDA 3 moule de calibration*

Annexe C : *Essais PANDA 3 in-situ*

Annexe A :

Essais de caractérisation au laboratoire

Cette annexe, extraite de la banque de sols mise en place au sein du laboratoire LGC à Clermont-Ferrand, présente une description détaillée de la caractérisation au laboratoire des sols (Chaigneau 2001). Dans cet annexe sont fournis également des essais triaxial, ainsi que des essais à la boîte de cisaillement réalisés par (Llanca-Vargas 2014).

A.1. SABLE D'ALLIER

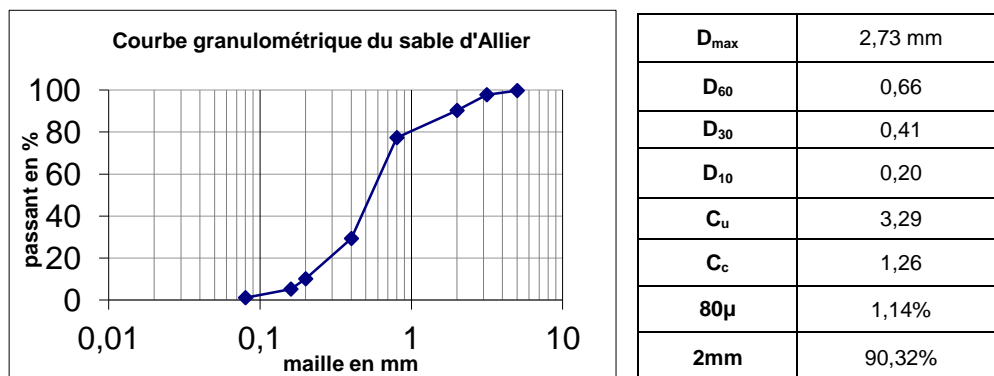
A.1.1. Informations générales

A l'aide d'une photographie numérique du sol, on peut faire une appréciation visuelle de la forme des grains, de leur diamètre et de leur couleur.

Nom :	Sable d'Allier	
Classe GTR :	B1	

A.1.2. Caractéristiques granulométriques

La courbe granulométrique est obtenue suite à un tamisage des grains (Norme NF P 94-056) :



A.1.3. Sensibilité à l'eau

Des essais au bleu de méthylène (Norme NF P 94-068) ont donné la valeur suivante :

Valeur au bleu	V _{BS} :	g/100g	0,15
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité	w _L %	-
	Limite de plasticité	w _p %	-
	Indice de plasticité	I _p	-

A.1.4. Caractéristiques de compactage

Deux essais de Proctor ont été faits sur les matériaux afin d'avoir la densité sèche et la teneur en eau correspondants (Norme NF P 94-093) :

Essai Proctor Normal			
γ_{dOPN} (kN/m ³)	17,07	W _{OPN} (%)	8
Essai Proctor Modifié			
γ_{dOPM} (kN/m ³)	18,49	W _{OPM} (%)	10

A.1.5. Essai de cisaillement à la boîte

L'essai comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes de mêmes dimensions, préparées dans les mêmes conditions, cisailées à la même vitesse mais soumises à des efforts verticaux différents. Les caractéristiques de la boîte utilisée sont

- Boîte de cisaillement
- Surface : 36cm² (6cm x 6cm)
- Hauteur : 3,3cm
- Volume : 118,8 cm³

Conformément à la réalisation de l'essai, pour les 3 éprouvettes, on peut déterminer les paramètres de cohésion et d'angle de frottement du sol testé (Norme NF P84-505). Une synthèse des résultats obtenus pour les différentes densités est présentée dans le tableau ci-après

γ_d (kN/m ³)	W%	ϕ'_{pic} (°)	ϕ'_{res} (°)	c (kPa)
15.9	0.19	34.8	-	0
16.5	0.18	37.8	32,5	0
17.4	0.19	44.1	33.7	0
18.1	0.17	43.9	33.9	0
19.2	0.18	49	36.2	0

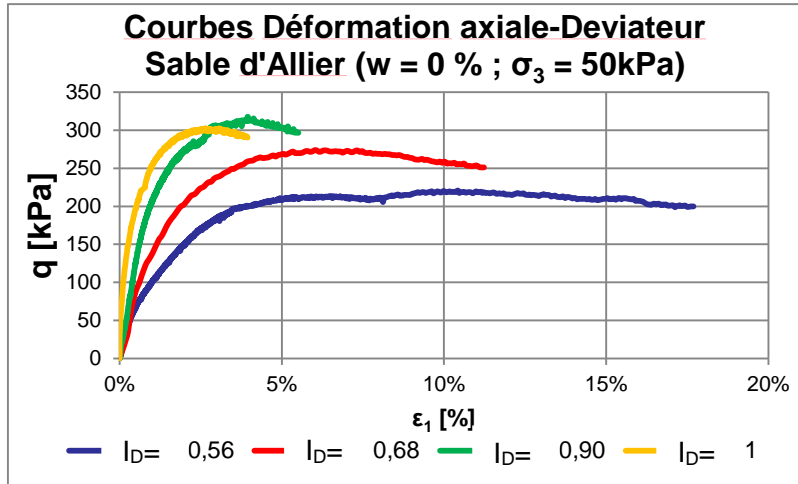
A.1.6. Essai à l'appareil triaxial

L'essai de cisaillement triaxial permet de trouver, entre autre, une courbe déviateur-déformation axiale ($q-\epsilon_1$); cette courbe nous permet d'étudier le comportement mécanique du sol jusqu'à la rupture et, par conséquent d'obtenir les paramètres mécaniques qui définissent ce comportement (Norme NF P94-074). Dans notre analyse, pour l'obtention des modules de déformation, on définit un module tangent initial E_{tri} , plus lié au comportement élastique pur, et un module de déformation à 50% de la contrainte maximale E_{50} , très utilisé et pour lequel existe une grande quantité de corrélations dans la bibliographie.

Condition d'essais :

- Type d'essai : CD
- Contrainte de confinement : $(\sigma_3 - p) = 50$ kPa
- Teneur en eau (préparation éprouvette) : $w = 0\%$
- Densités analysées : 16,90 kN/m³, 17,20 kN/m³, 17,80 kN/m³, 18,10 kN/m³.
- Vitesse de chargement : 0,01 mm/s

Résultats obtenus :




Une synthèse des résultats obtenus pour les différentes densités est présentée dans le tableau ci-après

γ_d (kN/m^3)	E_{triax} (kPa)	E_{50} (kPa)
16,5	43316	-
16,9	12569	9306
17,2	17414	13738
17,8	36875	24217
18,1	93226	56672

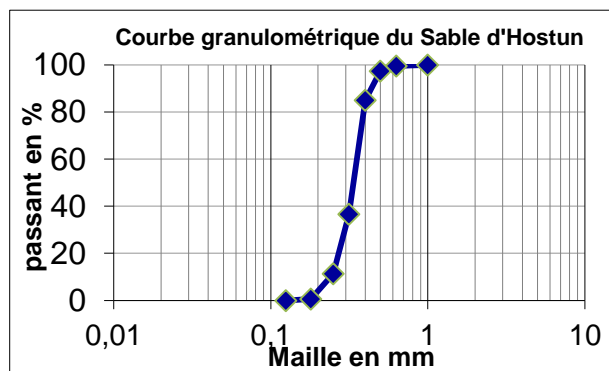
A.2. SABLE D'HOSTUN HN31

A.2.1. Informations générales

Le sable d'Hostun HN31 qui est un sable de référence couramment utilisé dans les laboratoires de recherche; c'est un sable fin et uniforme, à grains sub-angulaires à angulaires.

Nom :	Sable d'Hostun HN31	
Classe GTR :	D1	


A.2.2. Caractéristiques granulométriques



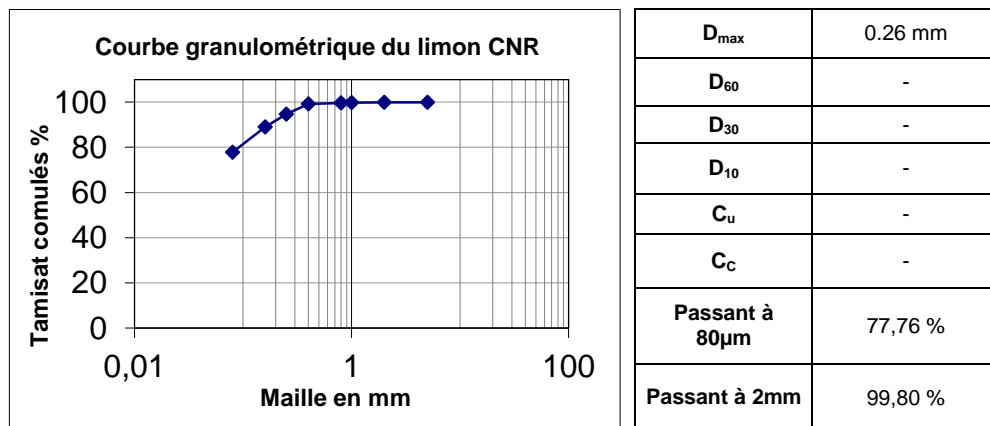
D_{max}	0,63
D₆₀	0,36
D₅₀	0,34
D₁₀	0,24
C_u	1,49
C_c	1,04
80μ	-
2mm	100%

A.3. LIMON CNR

A.3.1. Informations générales

Nom :	Limon CNR	
Classe GTR :	A1	

A.3.2. Caractéristiques granulométriques



A.3.3. Sensibilité à l'eau

Valeur de bleu	V _{BS} :	g/100g	1.17
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité	w _L %	25,8
	Limite de plasticité	w _p %	22,5
	Indice de plasticité	I _p	3,3

A.3.4. Caractéristiques de compactage


Essai Proctor Normal			
γ_{dOPN} (kN/m ³)	17,98	W _{OPN} (%)	14,2
Essai Proctor Modifié			
γ_{dOPM} (kN/m ³)	18,45	W _{OPM} (%)	10,64

A.3.5. Essai de cisaillement à la boîte

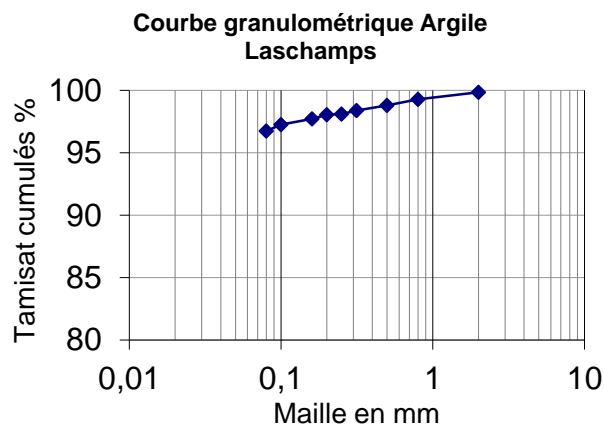
γ_d (KN/m ³)	W% (%)	ϕ'_{pic} (°)	ϕ'_{res} (°)	c (Kpa)
15,2	0,10	25,1	-	0
16,2	0,10	26,4	-	0
16,9	0,10	30,1	-	0
18,1	0,10	31,4	-	0
19,4	0,10	35,5	-	0

A.4. ARGILE LASCHAMPS

A.4.1. Informations générales

Nom :	Argile Laschamps	
Classe GTR :	A2	

A.4.2. Caractéristiques granulométriques



D_{max}	0,08 mm
D₆₀	-
D₃₀	-
D₁₀	-
C_u	-
C_c	-
Passant à 80µm	96,73 %
Passant à 2mm	99,28 %

A.4.3. Sensibilité à l'eau

Valeur au bleu	V _{BS} :	g/100g	2,5
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité	w _L %	42,7
	Limite de plasticité	w _p %	27,6
	Indice de plasticité	I _p	15,1

A.4.4. Caractéristiques de compactage

Essai Proctor Normal			
γ_{dOPN} (kN/m ³)	18,08	W _{OPN} (%)	15,8
Essai Proctor Modifié			
γ_{dOPM} (kN/m ³)	19,6	W _{OPM} (%)	10,0

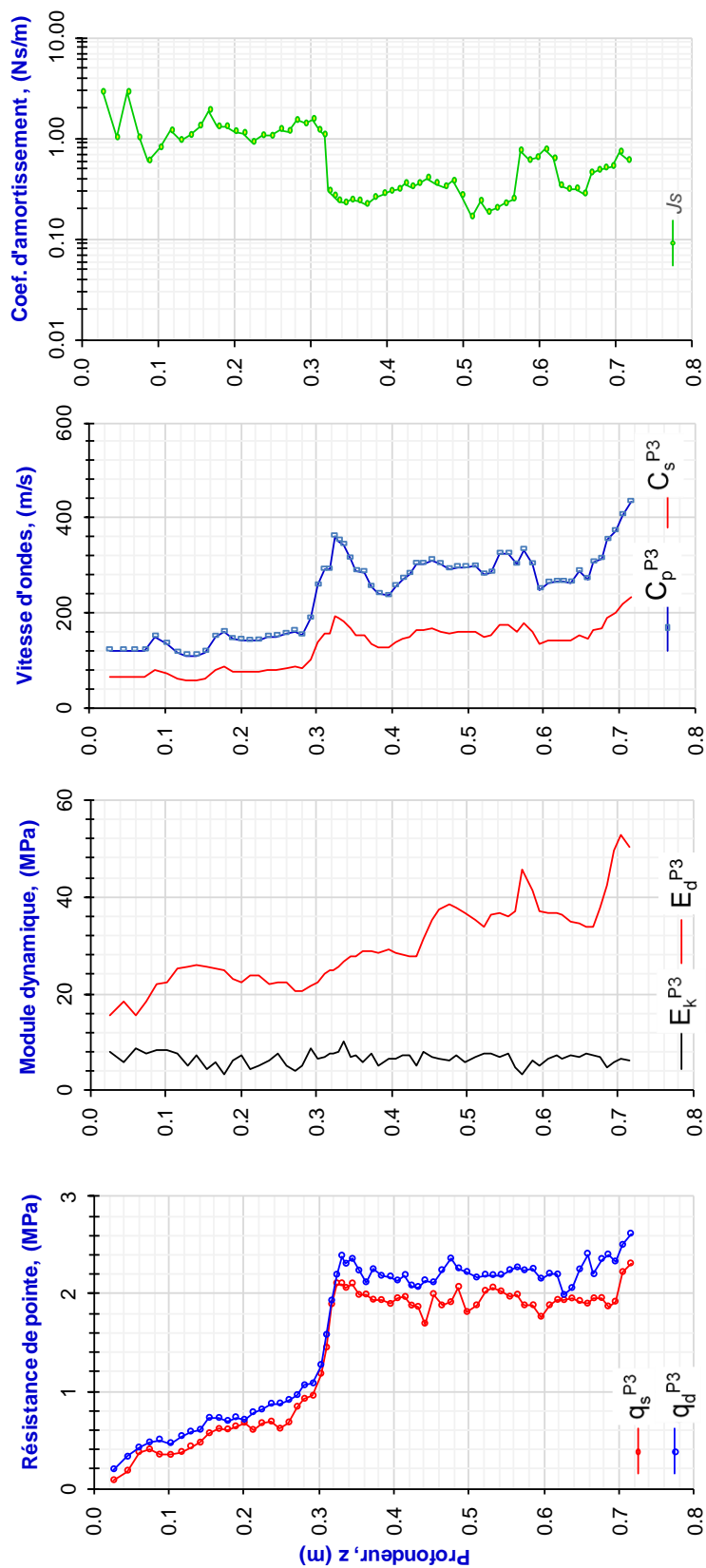
Annexe B :

Essais PANDA 3 en moule de calibration

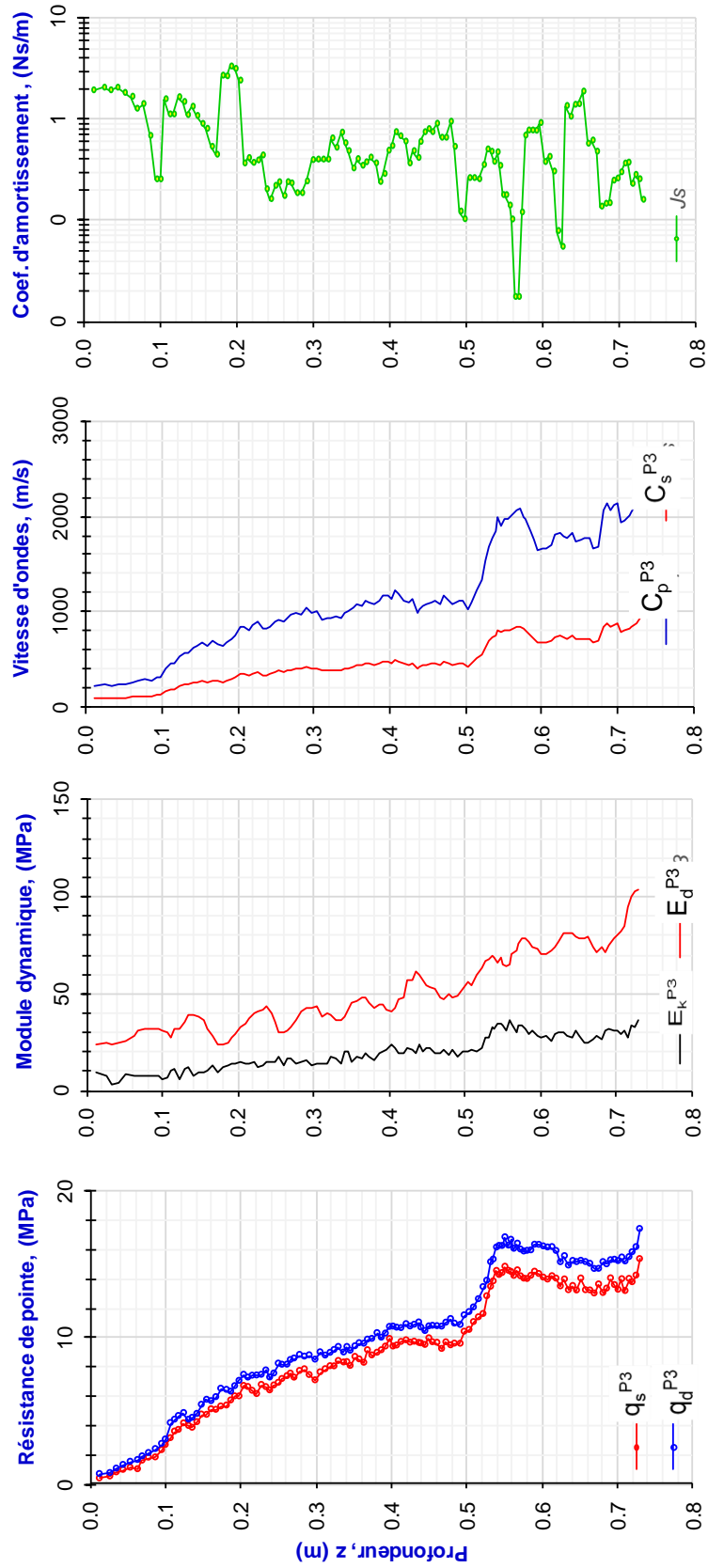
Dans cette section on présente les résultats du PANDA 3 réalisés dans le moule de calibration au laboratoire LGC de l'Université Polytech Clermont Ferrand.

B.1. SABLE D'ALLIER

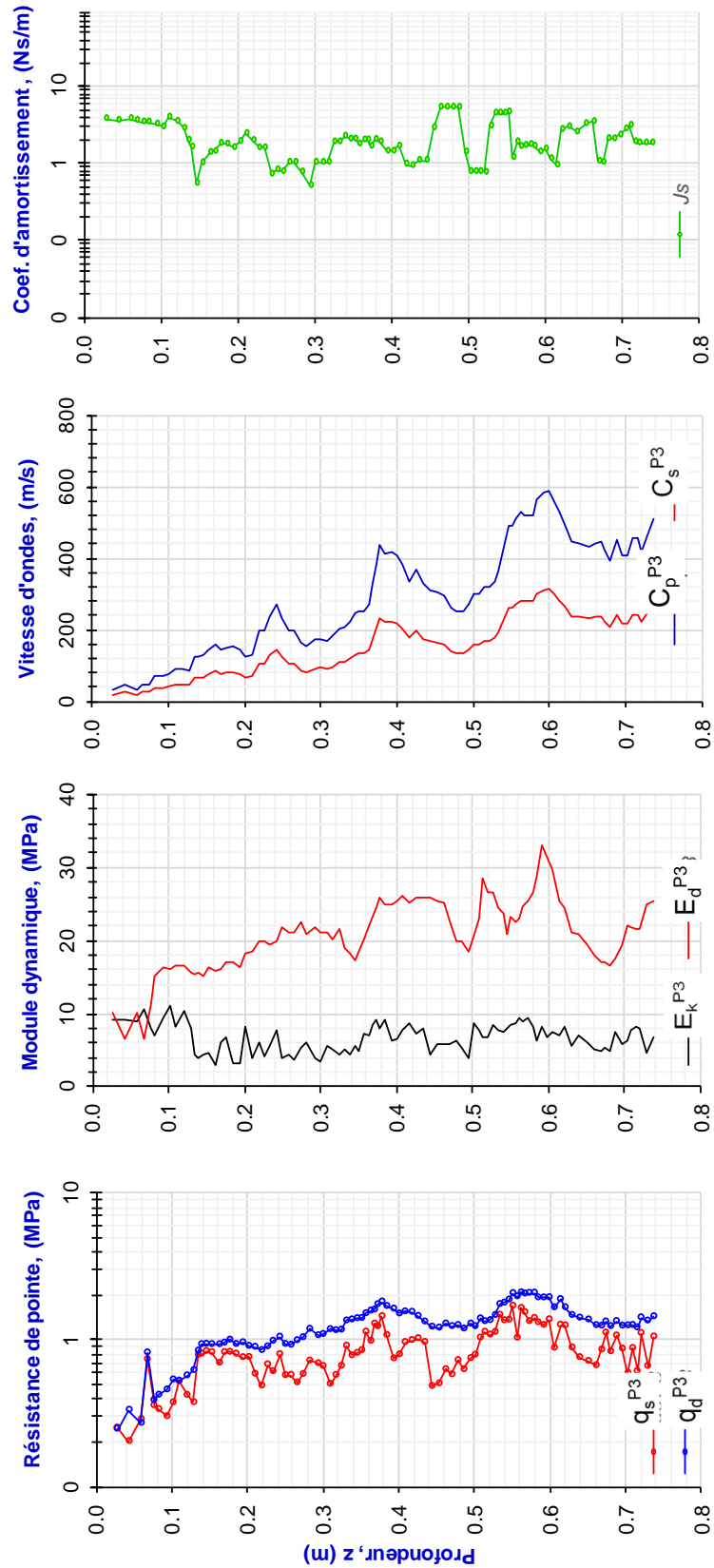
B.1.1. Sable d'Allier éprouvette 1 ($w = 0,8\%$; $\gamma_d = 16,1 \text{ kN/m}^3$)



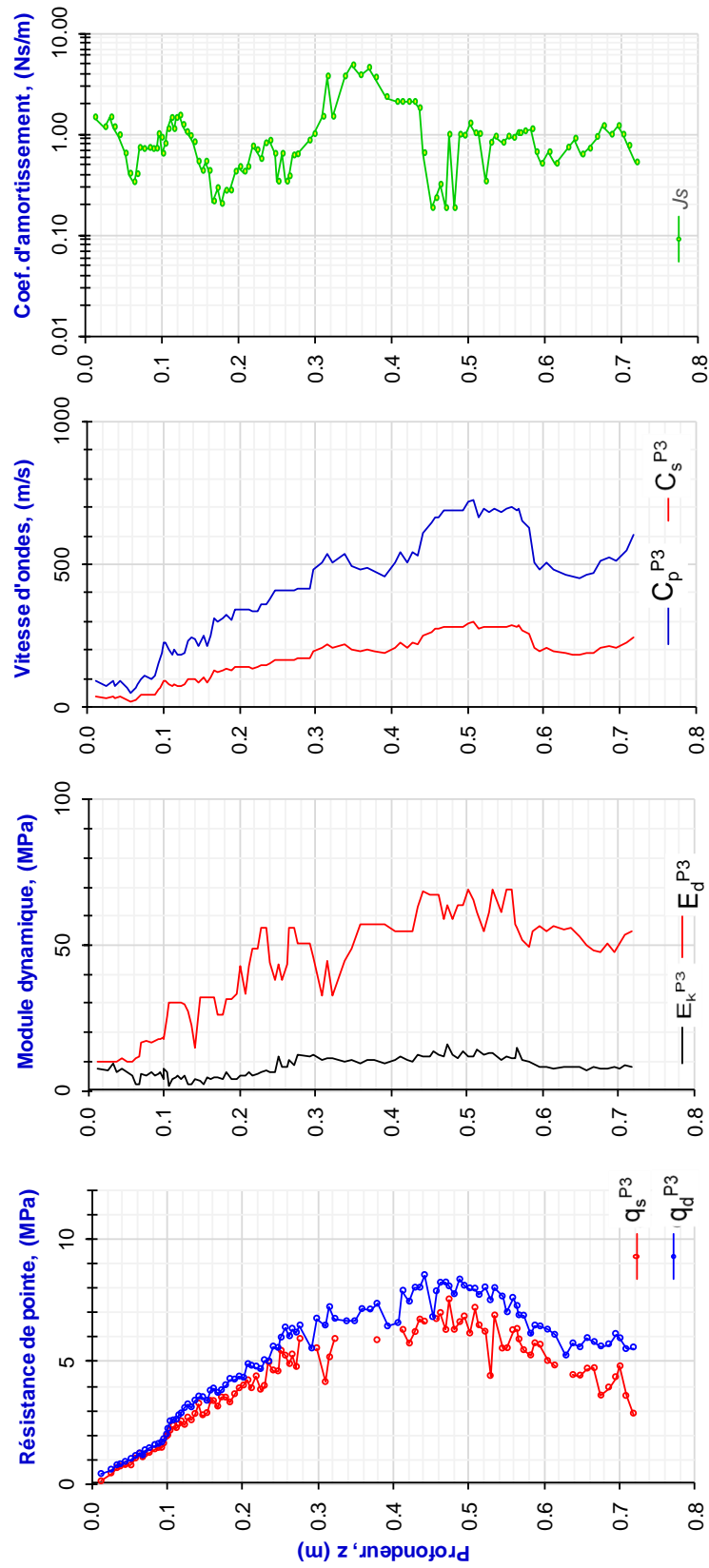
B.1.2. Sable d'Allier éprouvette 2 ($w = 0,8\%$; $\gamma_d = 16,8 \text{ kN/m}^3$)



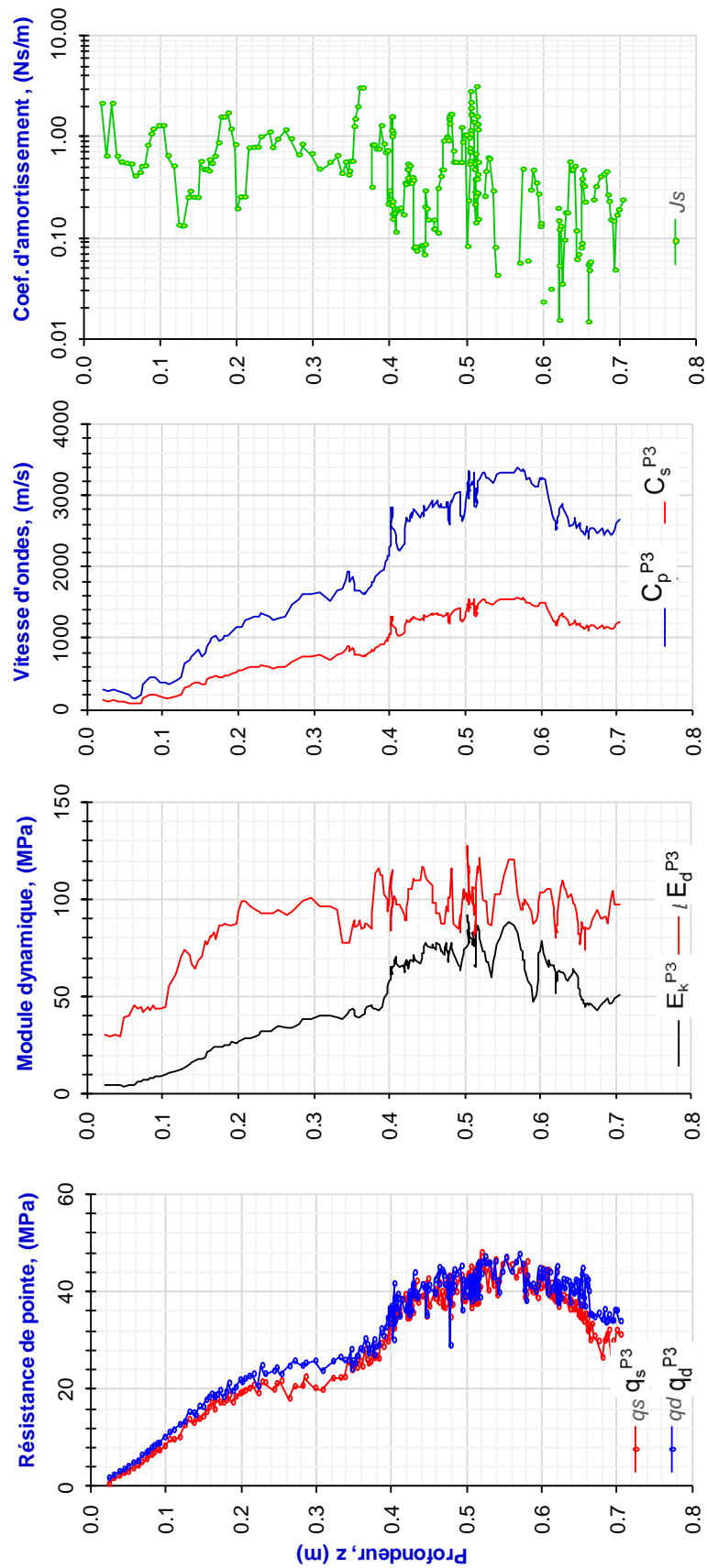
B.1.3. Sable d'Allier éprouvette 3 ($w = 10\%$; $\gamma_d = 15,3 \text{ kN/m}^3$)



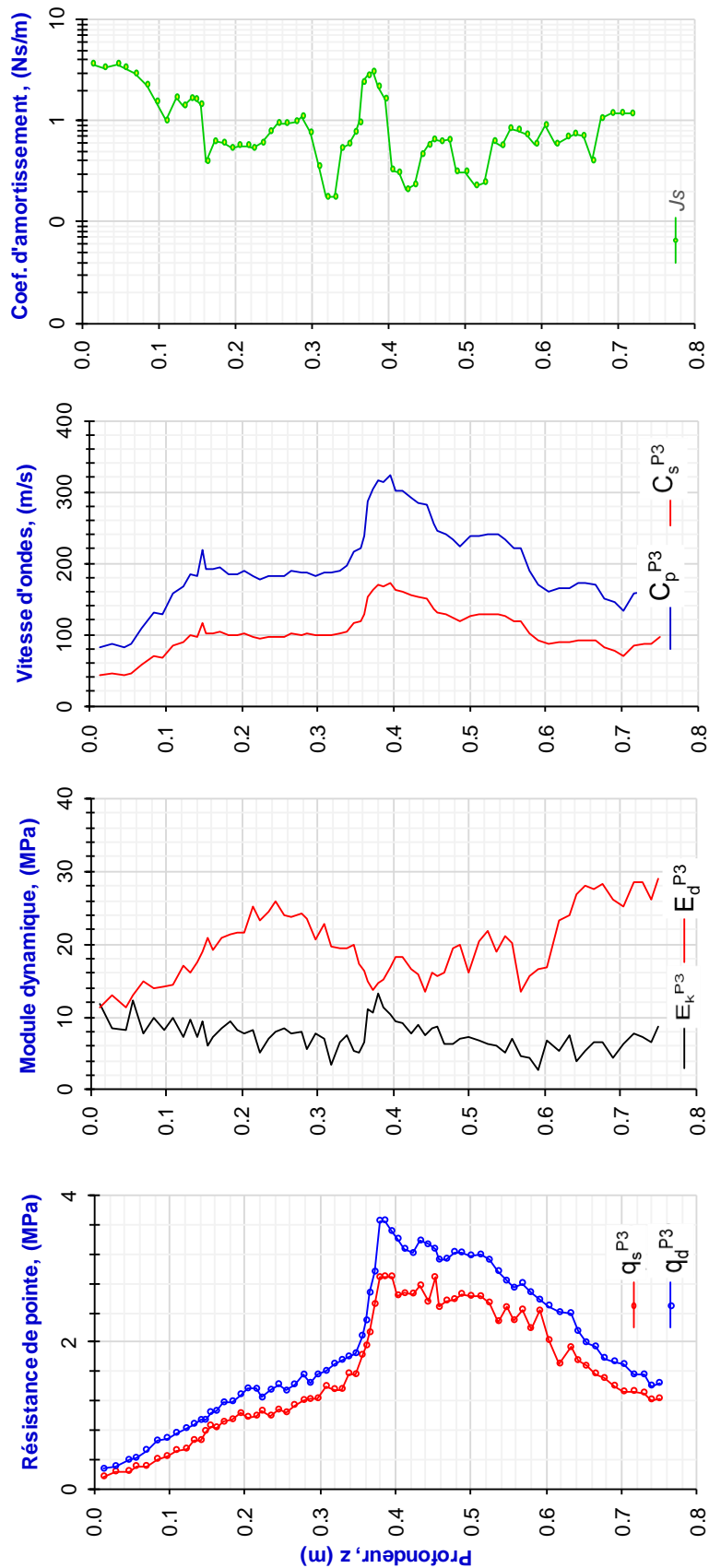
B.1.4. Sable d'Allier éprouvette 4 ($w = 10\%$; $\gamma_d = 16,7 \text{ kN/m}^3$).



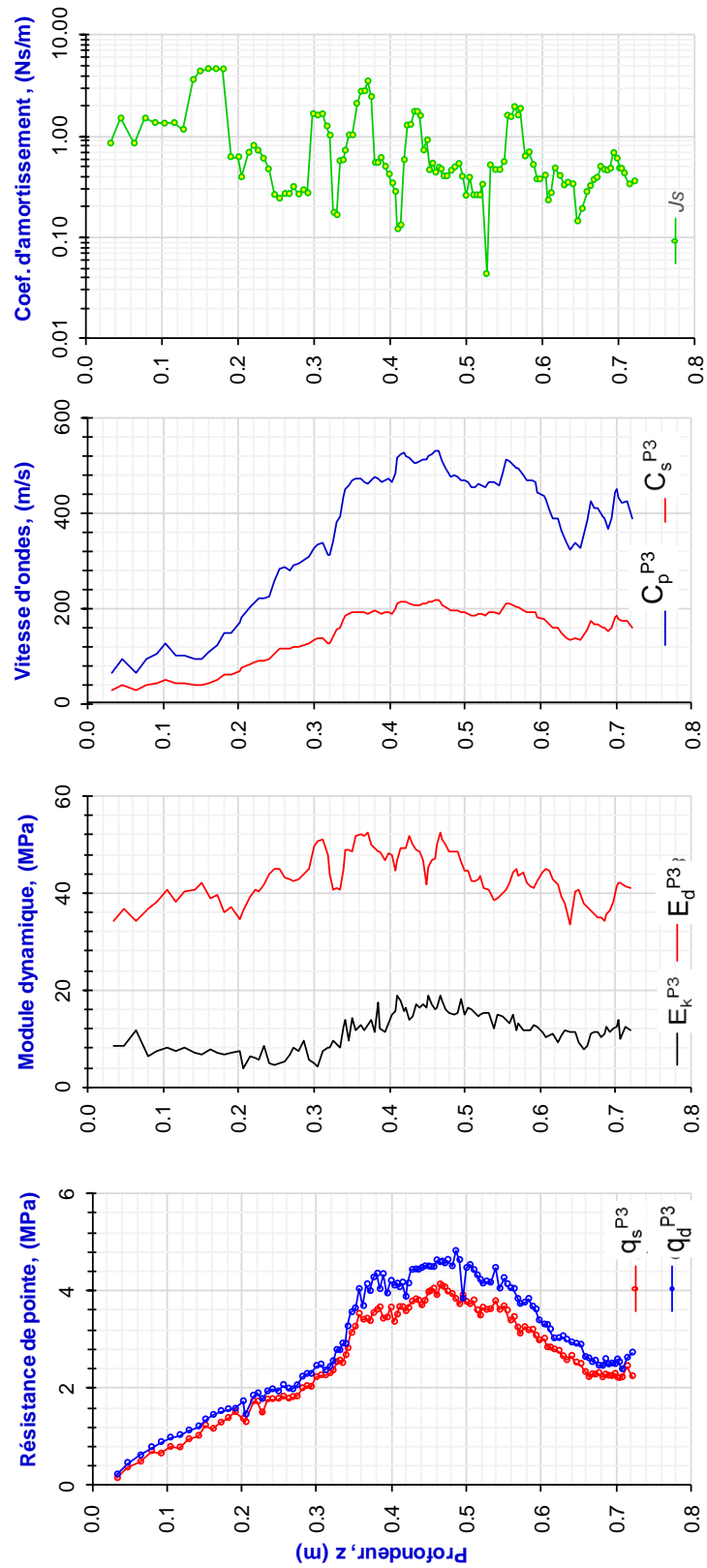
B.1.5. Sable d'Allier éprouvette 5 ($w = 10\%$; $\gamma_d = 18,2 \text{ kN/m}^3$)



B.1.6. Sable d'Allier éprouvette 6 ($w = 14,6\%$; $\gamma_d = 16,2 \text{ kN/m}^3$)

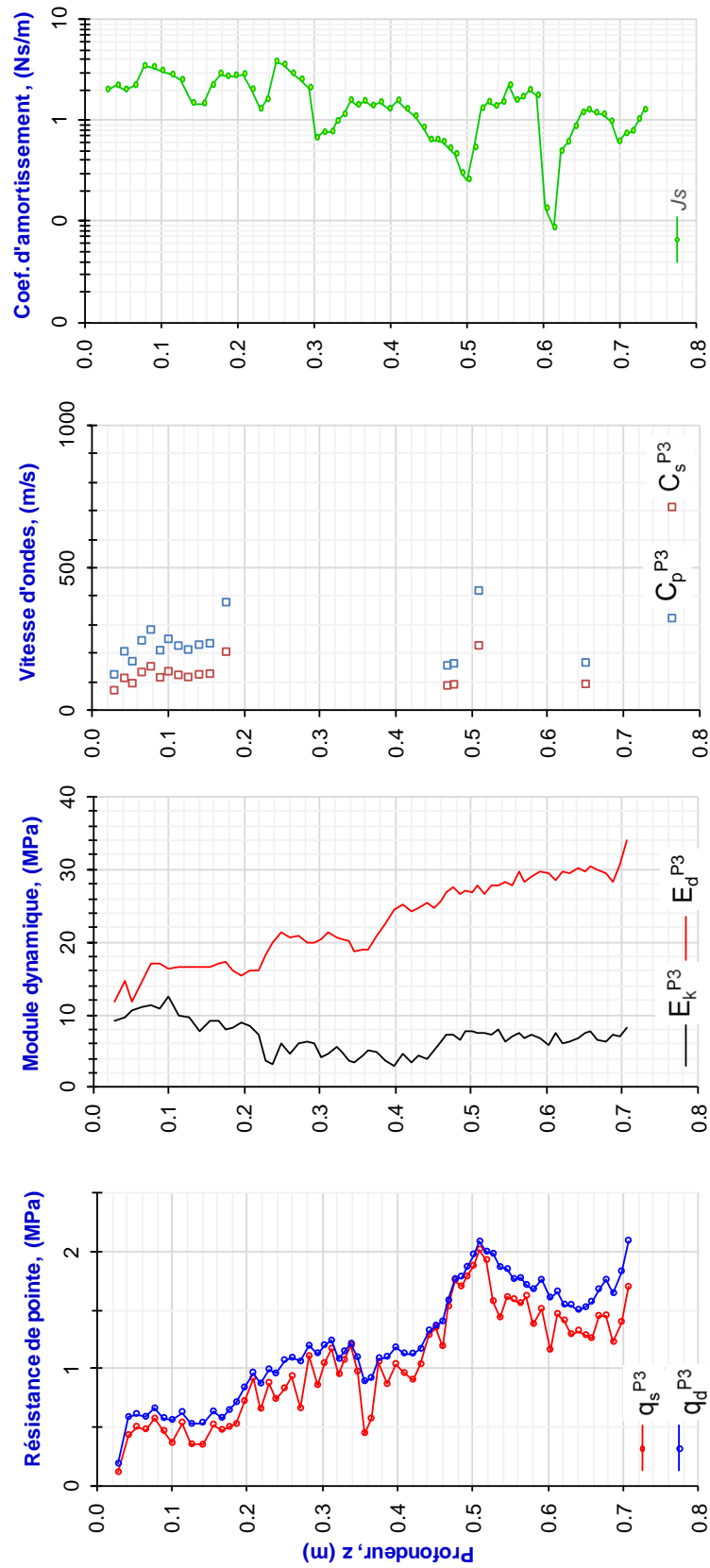


B.1.7. Sable d'Allier éprouvette 7 ($w = 14,6\%$; $\gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$)

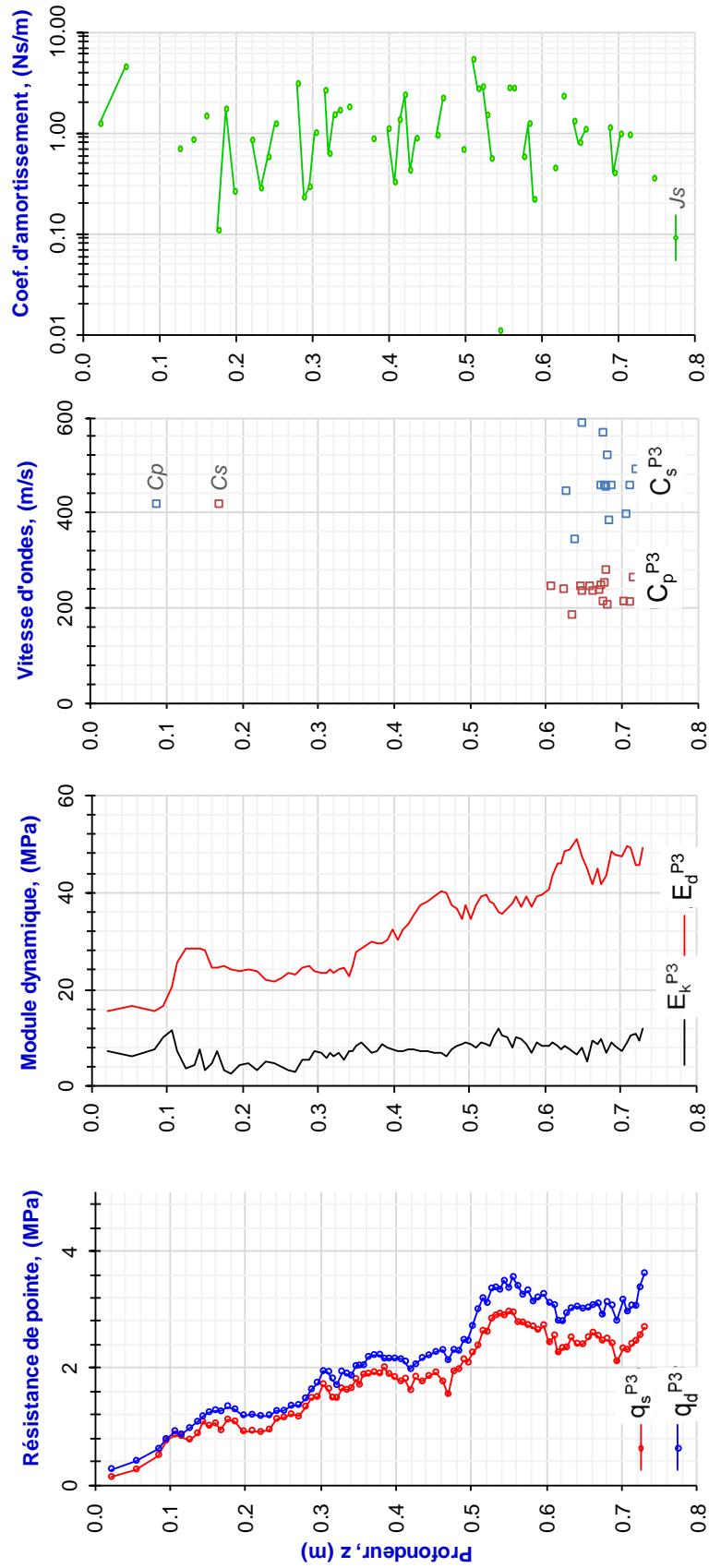


B.2. SABLE DE HOSTUN

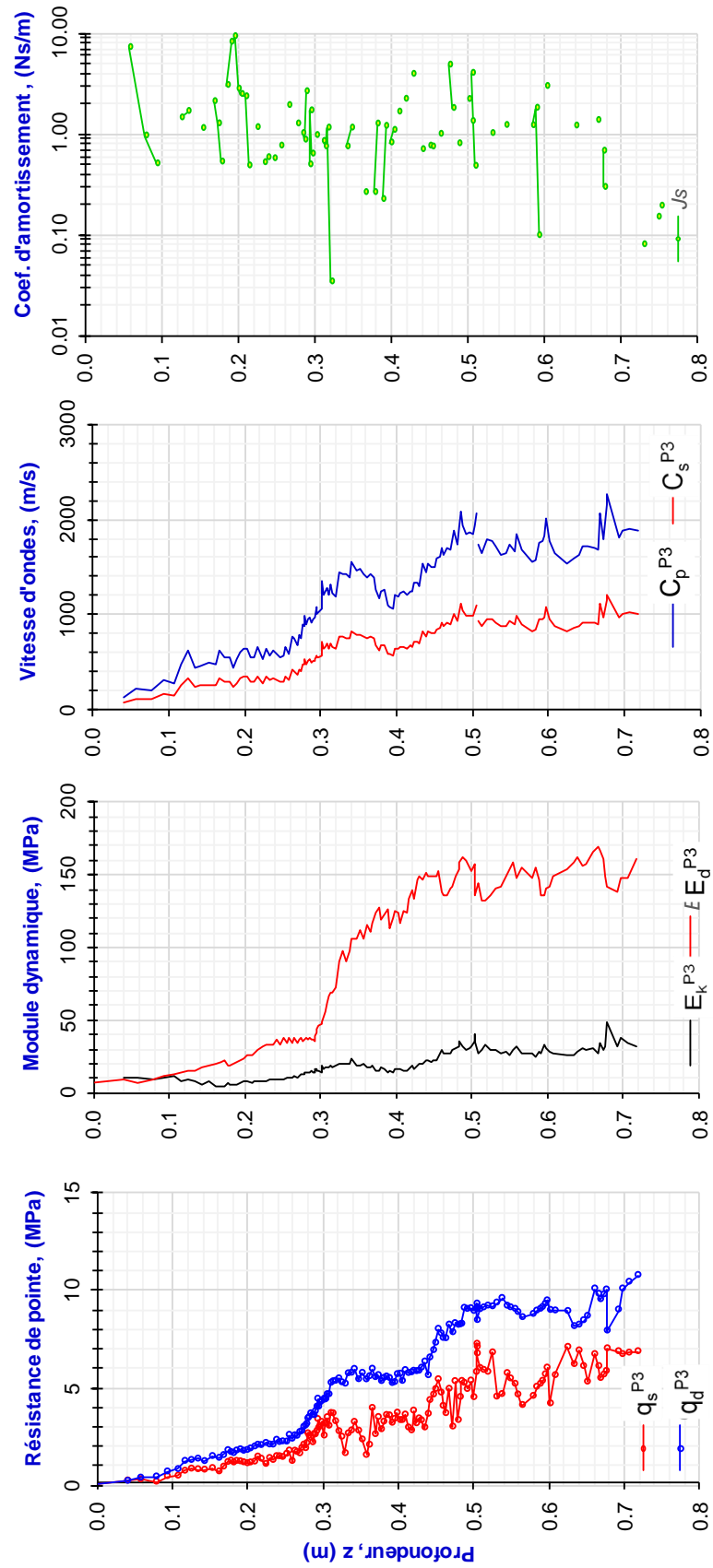
B.2.1. Sable d'Hostun éprouvette 1 ($w = 0,6\%$; $\gamma_d = 15,7 \text{ kN/m}^3$)



B.2.2. Sable d'Hostun éprouvette 2 ($w = 0,6\%$; $\gamma_d = 16,6 \text{ kN/m}^3$)

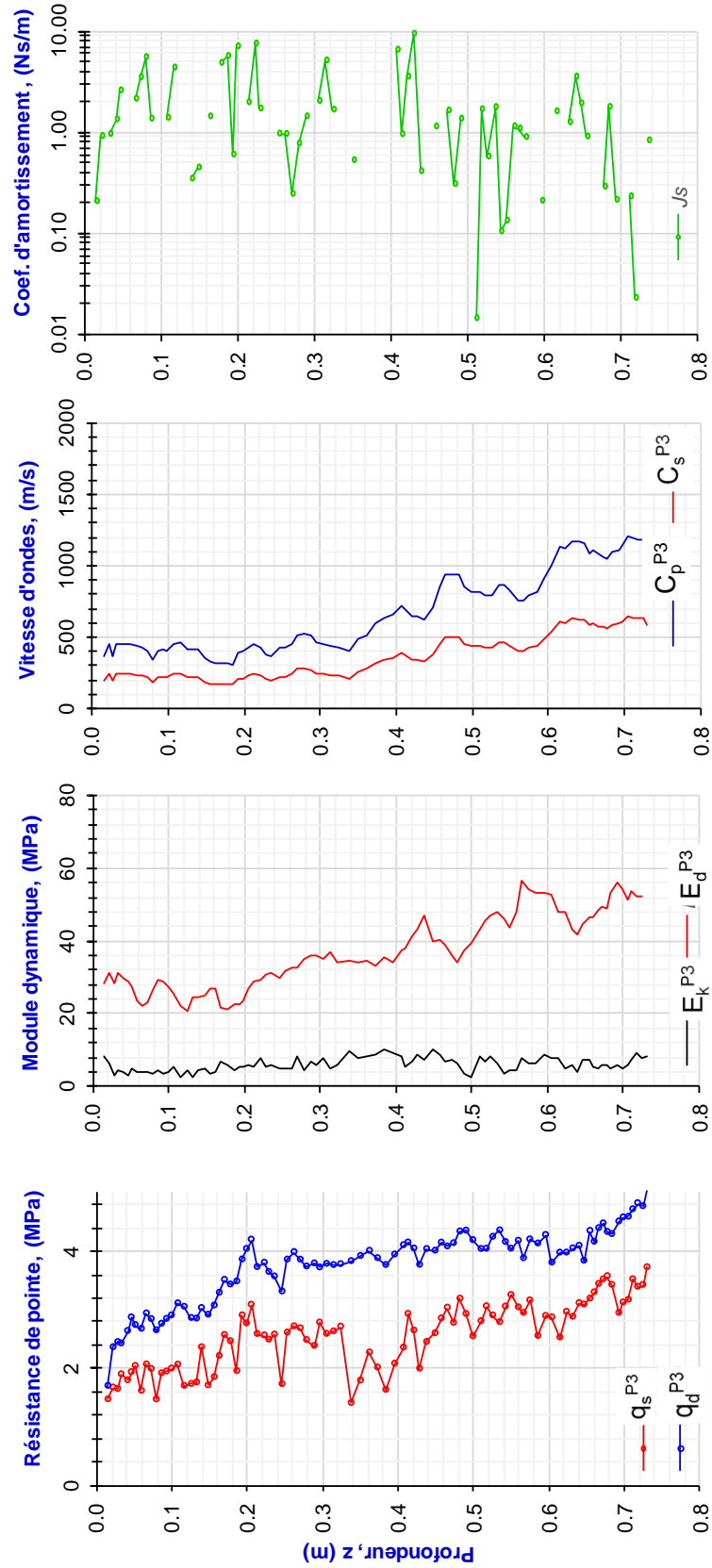


B.2.3. Sable d'Hostun éprouvette 3 ($w = 0,6\%$; $\gamma_d = 17,4 \text{ kN/m}^3$)

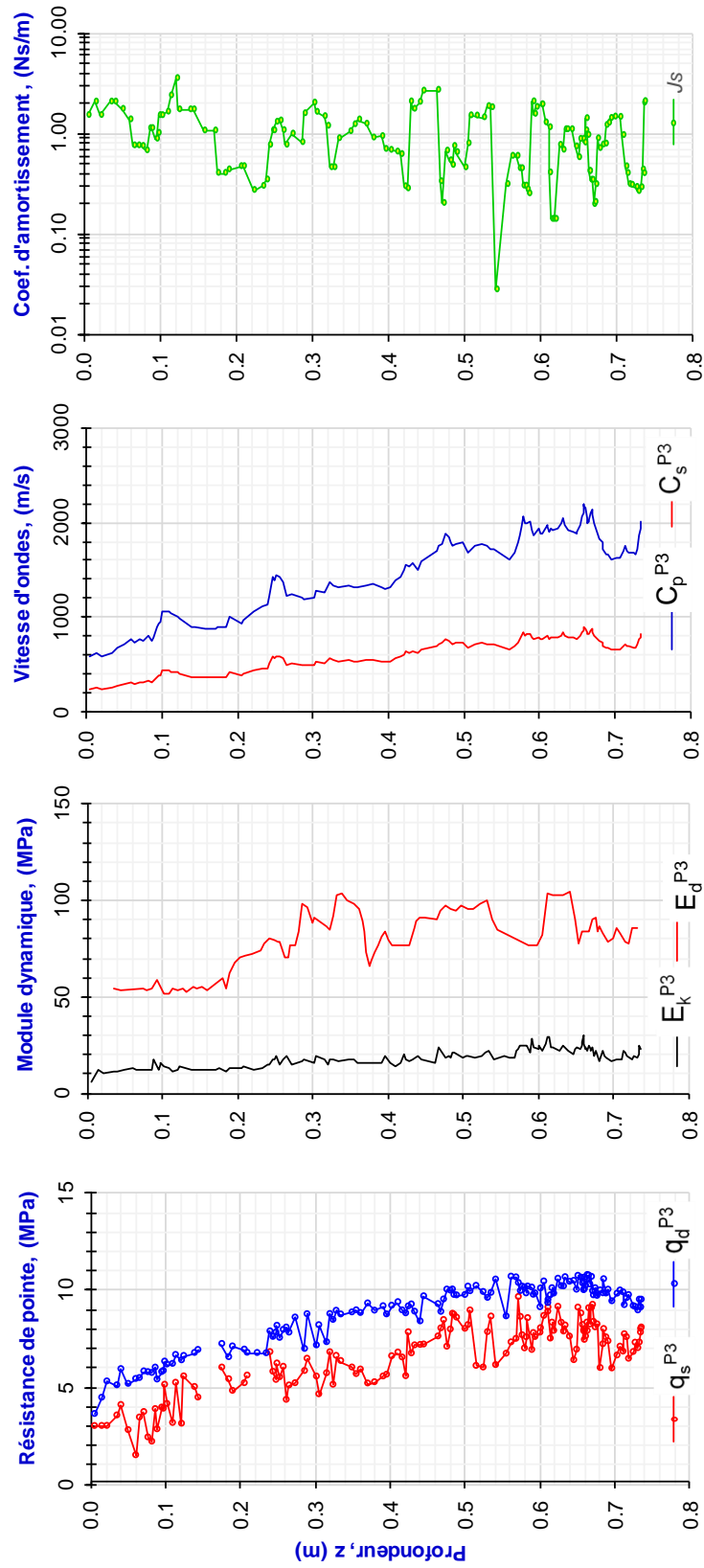


B.3. LIMON CNR

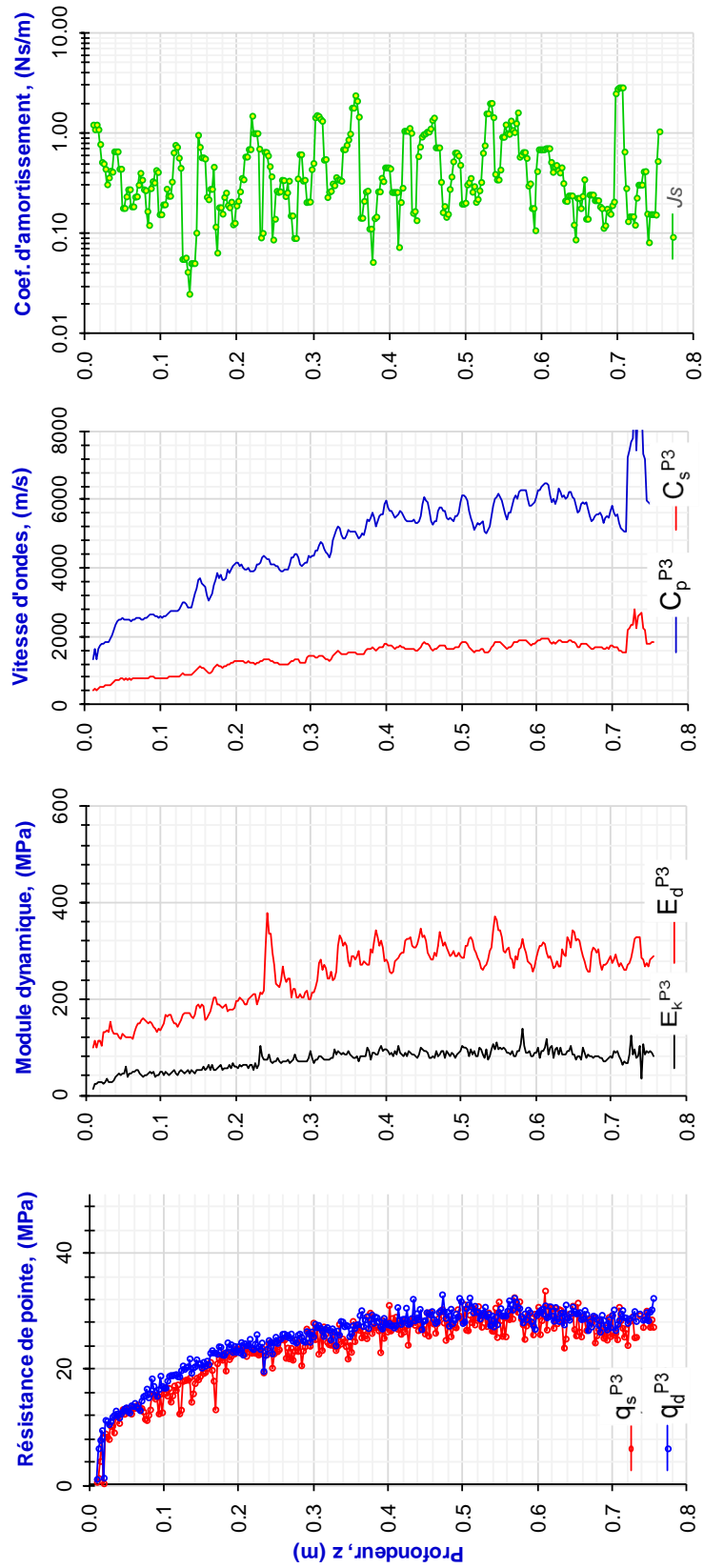
B.3.1. Limon CNR éprouvette 1 ($w = 10\%$; $\gamma_d = 16,2 \text{ kN/m}^3$)



B.3.2. Limon CNR éprouvette 2 ($w = 10\%$; $\gamma_d = 17,5 \text{ kN/m}^3$)

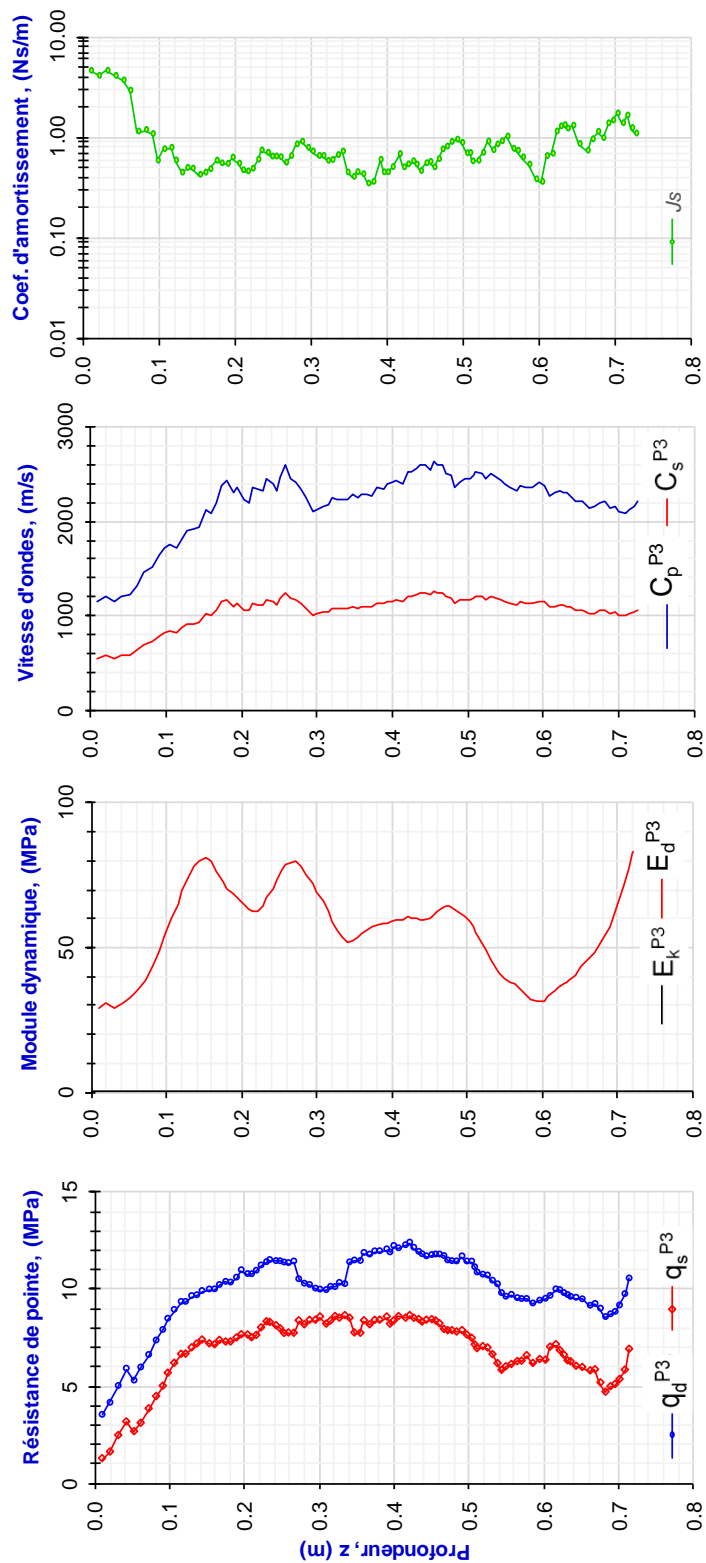


B.3.3. Limon CNR éprouvette 3 ($w = 10\%$; $\gamma_d = 18,6 \text{ kN/m}^3$)

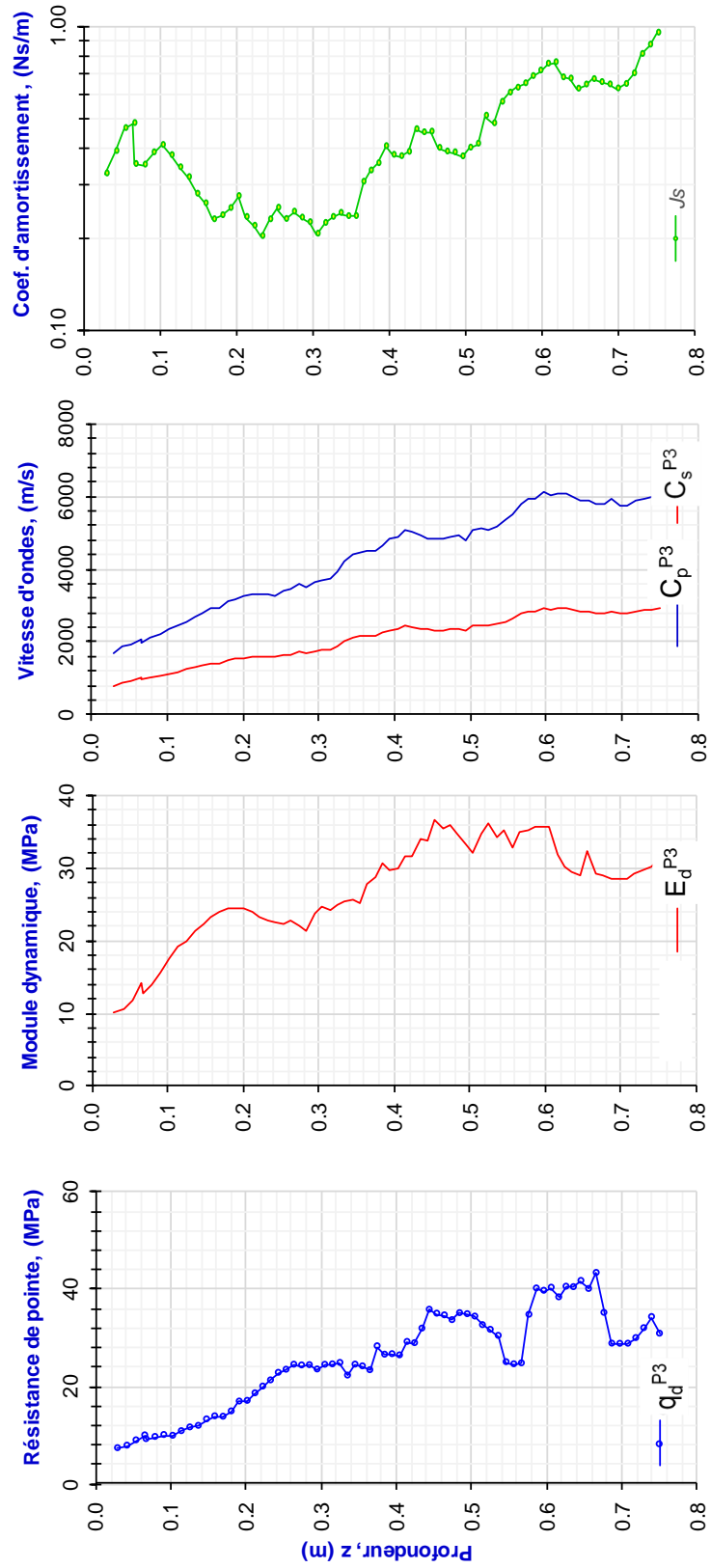


B.4. ARGILE LASCHAMPS

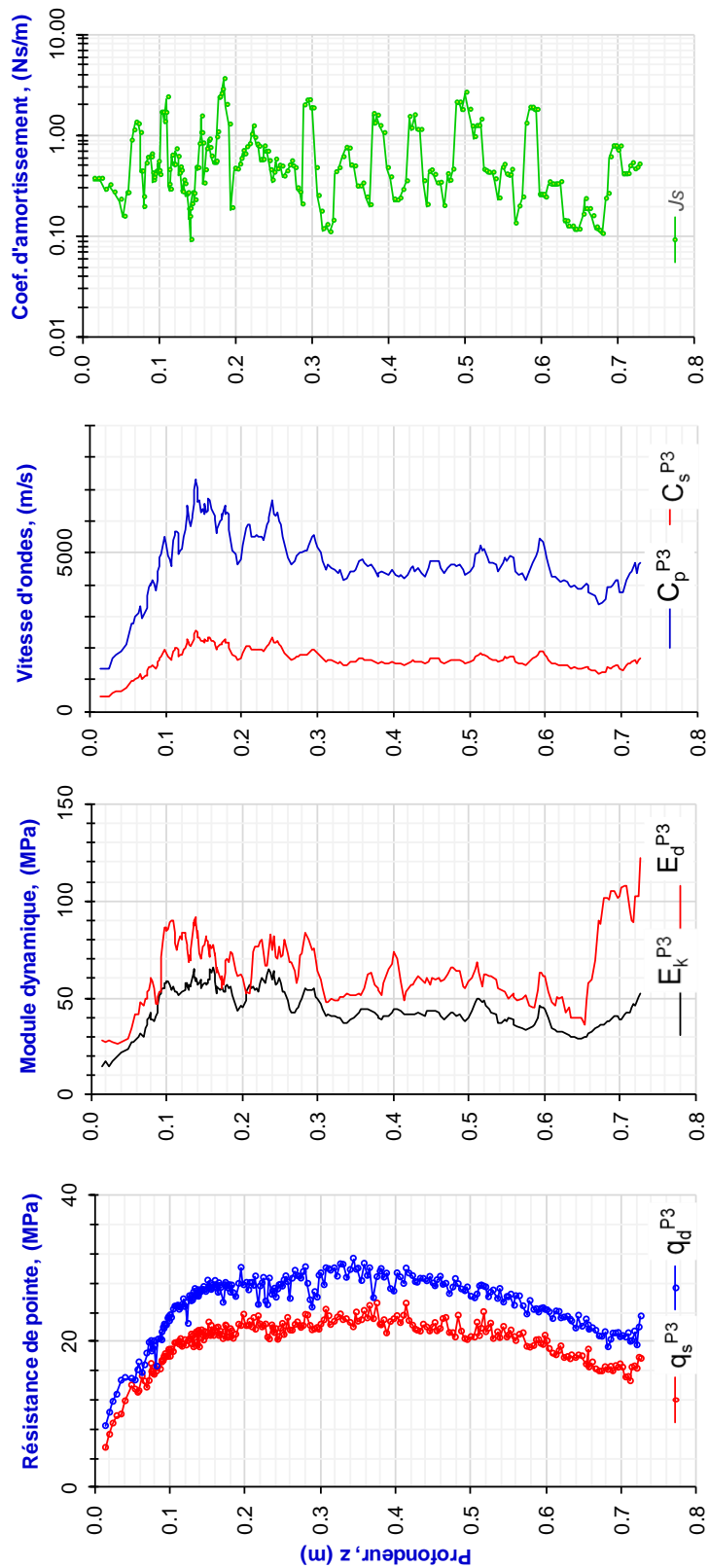
B.4.1. Argile Laschamps éprouvette 1



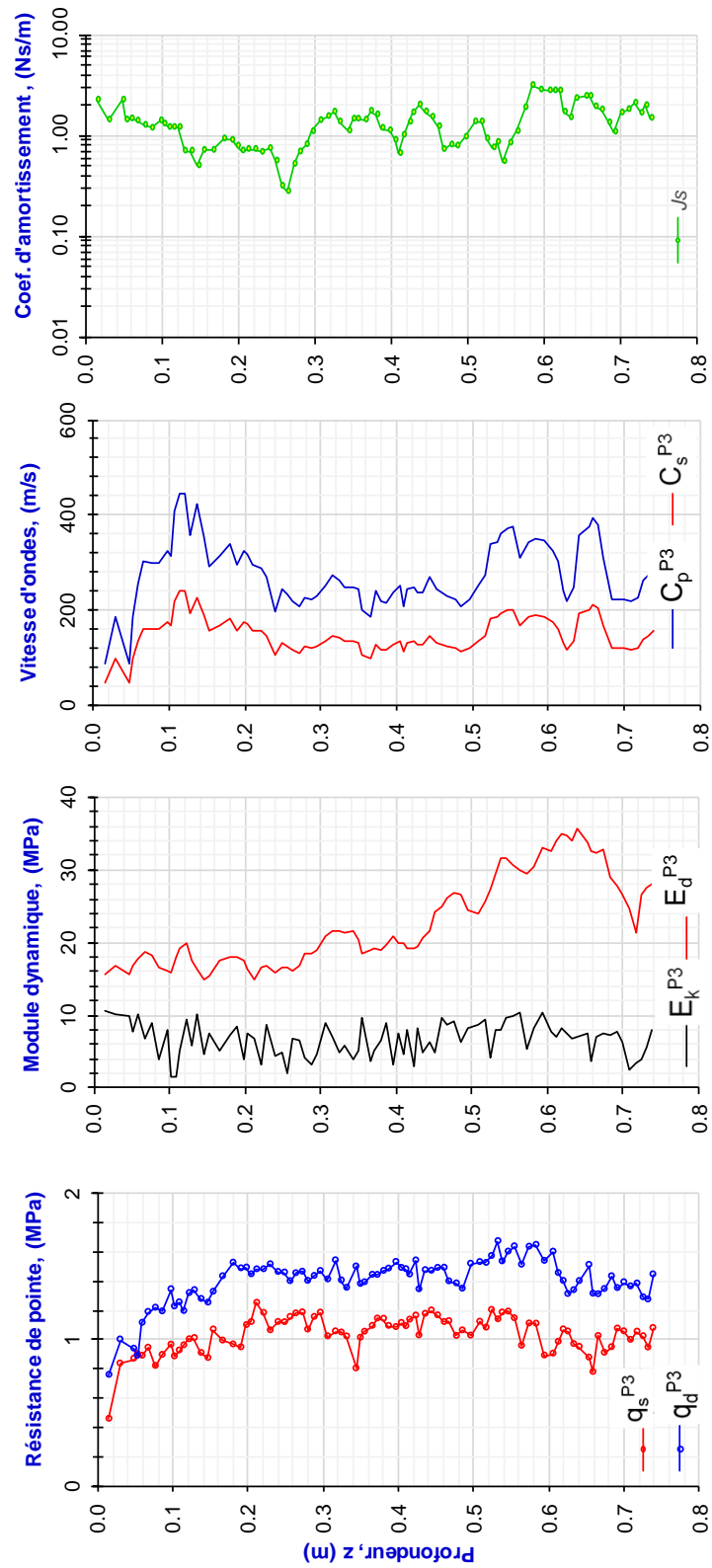
B.4.2. Argile Laschamps éprouvette 2



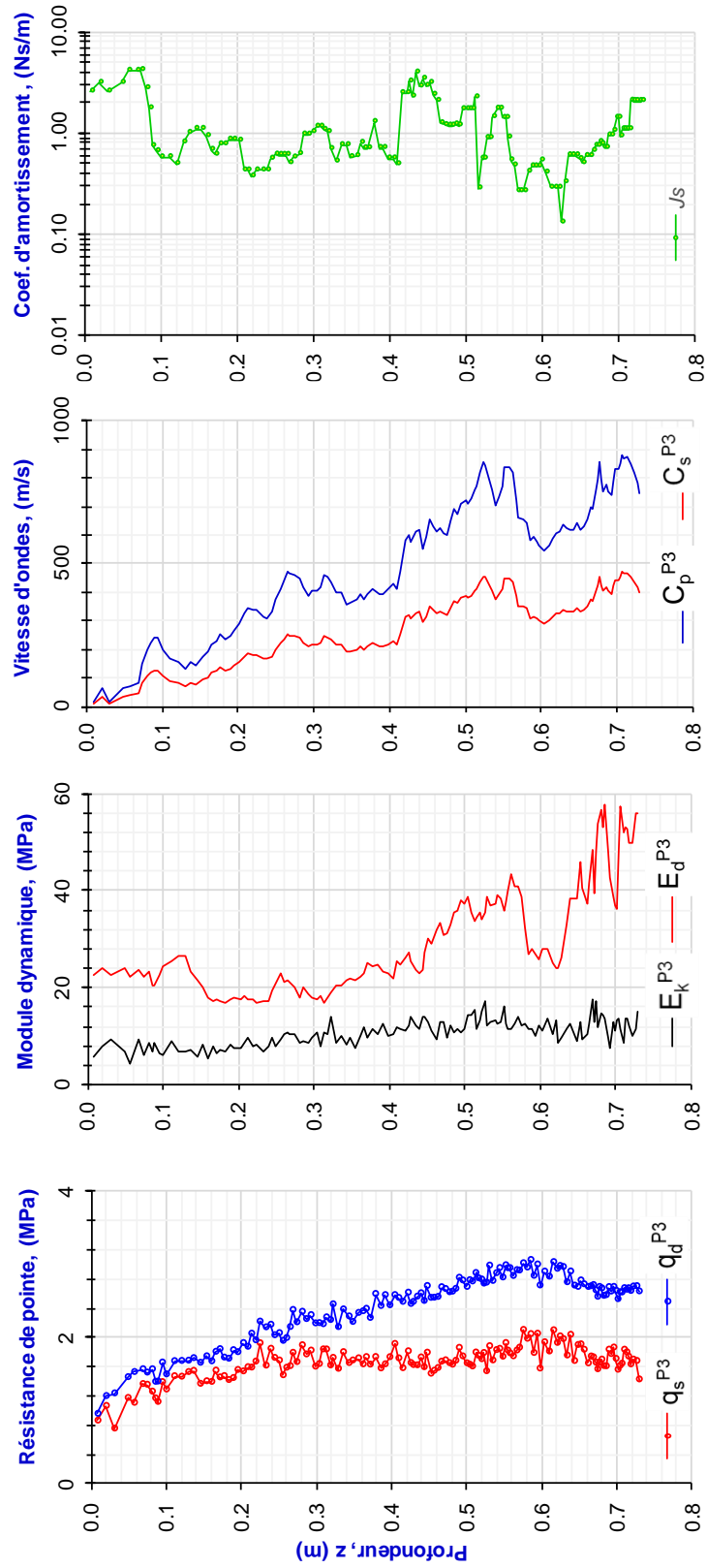
B.4.3. Argile Laschamps éprouvette 3



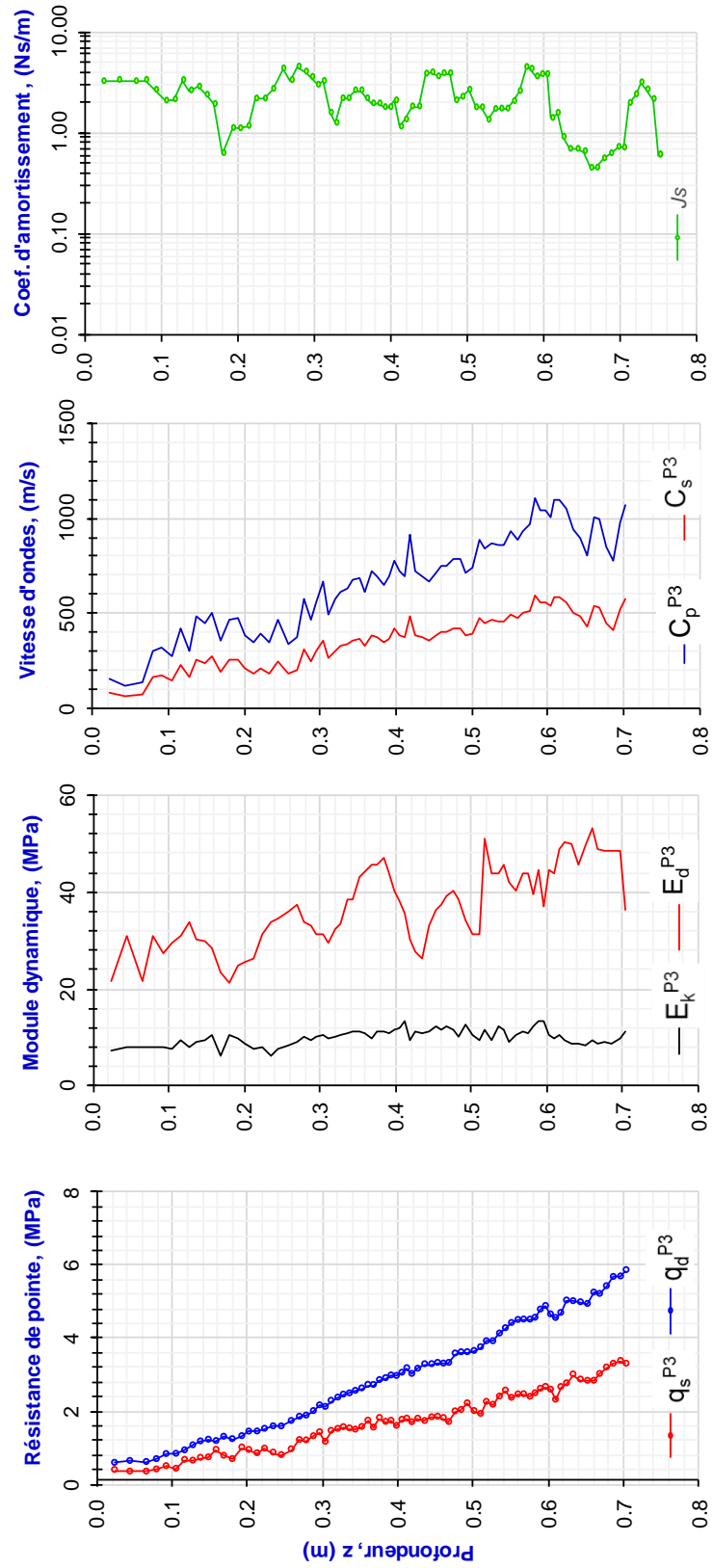
B.4.4. Argile Laschamps éprouvette 4



B.4.5. Argile Laschamps éprouvette 5



B.4.6. Argile Laschamps éprouvette 6

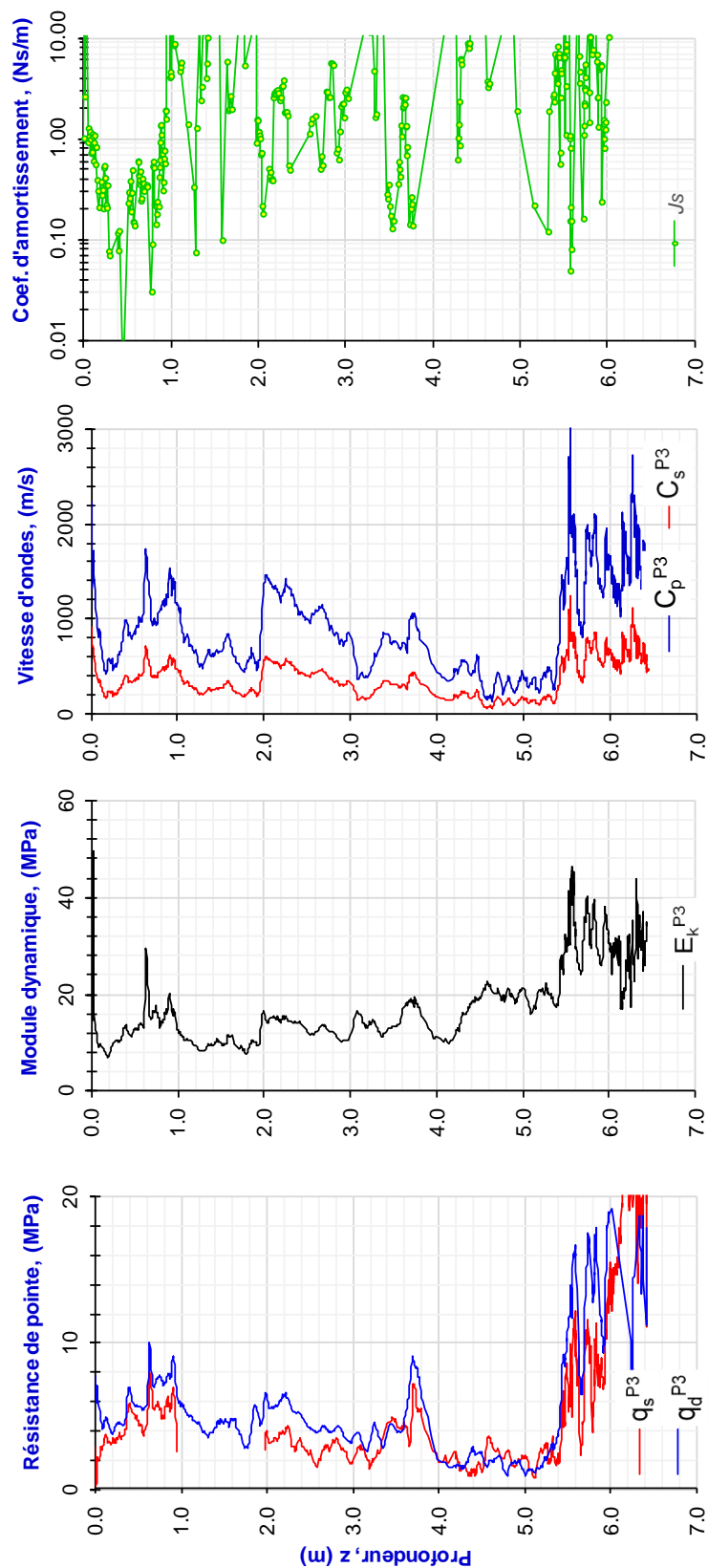


Annexe C :

Essais PANDA 3 in-situ

C.1. Résultats Gerzat

C.1.1 Résultats du sondage PANDA 3 au milieu de la flûte sismique 01



C.1.1 Résultats du sondage PANDA 3 au milieu de la flûte sismique 02

