



HAL
open science

Système de fondation sur pieux bois : une technique millénaire pour demain

Jérôme Christin

► **To cite this version:**

Jérôme Christin. Système de fondation sur pieux bois : une technique millénaire pour demain. Autre. UNIVERSITE PARIS-EST, 2013. Français. NNT: . tel-00878972v1

HAL Id: tel-00878972

<https://theses.hal.science/tel-00878972v1>

Submitted on 31 Oct 2013 (v1), last revised 13 Feb 2014 (v2)

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.



UNIVERSITE PARIS-EST
ECOLE DOCTORALE SCIENCES, INGENIERIE ET ENVIRONNEMENT

THESE DE DOCTORAT

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE PARIS-EST

Spécialité : Géotechnique

par

Jérôme CHRISTIN

Sujet de la thèse

**SYSTEME DE FONDATION SUR PIEUX BOIS :
UNE TECHNIQUE MILLENAIRE POUR DEMAIN**

Thèse soutenue publiquement le 9 Septembre 2013

devant le jury composé de :

Rapporteur : **Daniel LEVACHER**

Rapporteur : **Jean BENOIT**

Examineur : **Marie CHRETIEN**

Directeur de thèse : **Philippe REIFFSTECK**

Conseiller d'études : **Alain LE KOUBY**

Conseiller d'études : **Frédéric ROCHER-LACOSTE**

Invité : **Vivien DARRAS**

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier le directeur de cette thèse, M. Philippe REIFFSTECK pour sa confiance, sa disponibilité, ses précieux conseils et le suivi de ce travail. Je remercie également M. Alain LE KOUBY et M. Frédéric ROCHER-LACOSTE, mes conseillers scientifiques, pour la gentillesse et la patience qu'ils ont manifestées à mon égard durant cette thèse.

Je tiens à remercier tout particulièrement M. Sébastien BURLON pour avoir encadré et suivi ma thèse. Ses compétences scientifiques m'ont été d'une grande aide et ce travail n'aurait probablement jamais pu aboutir sans ces précieux conseils.

En ce qui concerne le département GER de l'IFSTTAR dans lequel j'ai réalisé cette thèse, je tiens à remercier M. Christophe CHEVALIER et Mme Jeanne-Sylvine GUEDON pour leur aide et leurs conseils, M. Jean-Louis TACITA, Mlle Sonia FANELLI et M. Franck GUIRADO pour m'avoir précieusement aidé lors de la réalisation des essais en laboratoire et sur le terrain, d'avoir été à mon écoute et mis leur technicité et leur expérience au profit de mon travail. Je remercie également Mme Française DUDOUYT de m'avoir aidé à préparer les deux chantiers. Je souhaite également remercier les responsables administratifs, et notamment Mme Agnès VAILHE et Mme Aurélie NOSLIER.

Je remercie les collègues du Centre d'Expérimentation et de Recherche et du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Rouen, et notamment M. Gratien VINCESLAS, M. Carl CALMO et M. Tomasz LEWUCZ, avec qui j'ai eu le plaisir de collaborer.

Mes remerciements vont également à tous les membres du projet Pieux Bois pour les échanges et les discussions fructueux que nous avons pu avoir. Je pense notamment à Mlle Marie CHRETIEN, M. Jean-François BOCQUET, M. Charles BARTHAM, Mlle Marie-Christine TROUY, M. Jérôme VETTLARD, M. Vivien DARRAS et M. Sylvain GARDET.

Je ne saurais passer sous silence l'appui constant de tous les autres doctorant(e)s qui n'ont cessé de m'encourager tout au long de ce travail et avec qui j'ai partagé de très bons moments : Antoine GUIMOND-BARRETT, Elodie NAULEAU, Chi-Wei CHEN, Iman HAGHIGHI, Fabien SZYMKIEWICZ et Cristina VULPE.

Enfin, je ne pourrai finir ces remerciements sans penser à ma famille et à ma fiancée, dont le soutien et l'encouragement ont contribué à l'aboutissement de ce travail.

Résumé

La France possède un patrimoine très riche d'ouvrages d'art et de bâtiments fondés sur des pieux en bois. Les ponts construits sur la Loire, sur la Seine, le château de Chambord ou encore le Grand Palais à Paris en sont quelques exemples. Cependant, malgré un parc français important d'ouvrages bâtis sur des pieux en bois, le retour d'expérience sur la portance résiduelle et l'état de dégradation de leurs fondations est faible et non capitalisé.

Les principaux objectifs de ce travail, qui s'intègre dans le projet Pieux Bois, sont d'une part, de définir une méthodologie d'analyse des fondations en bois des ouvrages visant à évaluer leur état de dégradation, et d'autre part, de proposer une méthode de dimensionnement des pieux en bois s'appuyant sur les caractéristiques pressiométriques des terrains.

L'état de l'art réalisé dans le cadre de ce projet a permis d'identifier une centaine de ponts français construits sur des pieux en bois entre le Moyen-Âge et l'époque industrielle, principalement situés dans le lit des fleuves et de leurs affluents. Les désordres relevés sur ces ouvrages ainsi que les solutions de confortement mises en œuvre pour assurer leur pérennité ont été établis. La méthodologie d'analyse présentée dans un guide d'inspection des fondations en bois élaboré aux Pays-Bas a été validée lors de l'évaluation de l'état de dégradation des pieux de fondation d'un viaduc ferroviaire situé à proximité de Bordeaux.

Les propriétés mécaniques de l'interface entre le sol (limon) et le bois ont été étudiées à partir d'une campagne d'essais en laboratoire à la boîte de cisaillement direct. Des essais de cisaillement d'interface avec le mortier et l'acier ont également été réalisés. L'influence de la rugosité des matériaux et de la teneur en eau du limon sur les propriétés de résistance d'interface a été examinée.

Les essais de cisaillement en laboratoire ont été complétés par la réalisation de deux plots expérimentaux sur lesquels des pieux en bois ont été battus et chargés en compression. Les pieux ont été préalablement munis d'un système d'instrumentation accueillant un chapelet d'extensomètres amovibles. Les résultats de ces essais de chargement ont été intégrés dans une base de données d'essais de pieux en bois construite à partir de données publiées dans la littérature.

La démarche mise en œuvre pour établir les règles pressiométriques présentées dans la nouvelle norme d'application nationale de l'Eurocode 7 a été reprise et modifiée. Les études statistiques menées à partir de cette base de données ont permis de proposer un modèle de calcul des résistances de pointe et de frottement des pieux en bois battus dans les argiles limons et les sables graves.

Mots clés : pieux en bois ; méthode de construction des fondations ; état de dégradation ; propriétés de résistance d'interface ; comportement mécanique ; méthode de dimensionnement.

Abstract

Many buildings and bridges built on timber pile foundations still stand in France. The bridges on rivers “Loire” and “Seine”, the castle of Chambord, the “Grand Palais” in Paris are a few examples of French monuments founded on timber piles. However, despite a large number of buildings and bridges constructed in France, the feedback on the residual bearing capacity and the degradation of timber piles is scarce.

The main objectives of this work, which is part of the “Pieux Bois” national research project, are, on the one hand, to define a methodology in order to analyze timber pile foundations degradation, and on the other hand, to propose a design method of timber piles based on the results obtained from pressuremeter tests.

The state of the art made in the national project identified about one hundred French bridges built on timber piles between the Middle Ages and the industrial era. They are mainly located in basins of rivers. Pathologies were observed on bridges and reinforcement solutions were implemented in order to avoid any future problems.

The methodology for the inspection of timber pile foundations given in the Dutch guide was applied to investigate the degradation of timber piles under an existing railway bridge near Bordeaux.

Series of laboratory tests were carried out on soil (silt) and wood with a direct shear box. The mechanical properties of the interface were studied. Shear tests between mortar, steel and silt were also carried out. The influence of material roughness and silt moisture content on the shear strength properties of the interface was examined.

In addition, timber piles were driven and loaded on two experimental sites. The timber piles were instrumented with removable extensometers. The results of these load tests were included in a database which contained timber piles loading test results published in literature. The approach adopted to establish the design method of deep foundation based on the results obtained from pressuremeter tests described in the new national standard for application of Eurocode 7 was modified. A new model of calculation of timber piles shaft and base resistance driven in clay silt and sand gravels was determined with statistical studies from this database.

Key words : timber piles ; foundation construction methods ; state of degradation : shear interface properties ; mechanical behaviour ; design method.

Sommaire

Sommaire	1
Liste des notations.....	9
Introduction générale	13
Chapitre I. Généralités sur le matériau bois et les pilots	17
Introduction.....	17
1 Le matériau bois – essences, propriétés mécaniques et durabilité	18
1.1 Bois feuillus et bois résineux	18
1.2 Les forêts en France et dans le monde	19
1.2.1 Cartographie des forêts et essences de bois françaises	19
1.2.2 Les forêts en Europe et dans le monde	20
1.3 La filière bois en France et à l'étranger.....	21
1.3.1 Classification française des essences	21
1.3.2 L'état actuel de la filière bois et l'emploi des pieux en bois en France	22
1.3.3 L'emploi des pieux en bois dans les pays étrangers	25
1.3.4 Les pieux en bois, une alternative environnementale aux autres technologies de pieux	28
1.4 Comportement mécanique du bois.....	31
1.4.1 Hétérogénéité et anisotropie du bois.....	31
1.4.2 Comportement élastique du bois.....	33
1.4.3 Propriétés mécaniques du bois.....	36
1.5 Durabilité du bois	40
1.5.1 Dégradation biologique du bois.....	40
1.5.2 Classes de risque et de durabilité du bois	40
1.5.3 Imprégnabilité et traitements des bois	42
2 Les pieux en bois – caractéristiques géométriques et battage	43
2.1 Caractéristiques géométriques des pieux	43
2.1.1 Diamètre et longueur des pieux	43
2.1.2 Conicité des pieux.....	45
2.1.3 Géométrie des pieux en fonction de leur utilisation	48
2.2 Battage des pieux en bois dans le sol	49
2.2.1 Géologie des terrains adaptée au battage des pieux en bois.....	49
2.2.2 Les machines de battage	50
2.2.3 Transmission d'énergie de la masse frappante au pieu.....	52
2.2.4 Nature des contraintes et propagation de l'onde de choc dans le pieu.....	53
2.2.5 Limitation des contraintes induites dans le pieu	54
Conclusion	58

Chapitre II. Etat de l'art des méthodes de construction des fondations sur des pieux en bois et méthodologie d'analyse des ouvrages 59

Introduction.....	59
1 Evolution des méthodes de construction des fondations	61
1.1 Les méthodes de construction des fondations à l'époque préromaine.....	61
1.2 Les méthodes de construction des fondations à l'époque romaine	64
1.2.1 Les méthodes de construction des fondations sur pieux	64
1.2.2 Les vestiges des ponts romains en France	66
1.3 Les méthodes de construction des fondations à l'époque du Moyen-Âge.....	68
1.4 Les méthodes de construction des fondations à la Renaissance.....	70
1.5 Les méthodes de construction des fondations à l'époque moderne	72
1.5.1 L'harmonisation des méthodes de construction au 17 ^{ème} siècle.....	72
1.5.2 Le développement des méthodes de construction au 18 ^{ème} siècle.....	73
1.5.3 Les ponts routiers construits au cours de l'époque moderne	78
1.6 Les méthodes de construction des fondations à l'époque industrielle	80
1.6.1 L'emploi du béton dans les fondations profondes	80
1.6.2 L'abandon du platelage et grillage dans les fondations	83
1.6.3 Les ponts routiers construits au cours de l'époque industrielle	85
1.6.4 L'abandon progressif des pieux en bois.....	86
1.7 Synthèse	86
1.7.1 Les ponts français construits sur des pieux en bois	86
1.7.2 Les fondations des ponts.....	90
2 Désordres et renforcement des fondations des ouvrages.....	92
2.1 Les désordres relevés sur les ouvrages.....	92
2.1.1 Désordres des ponts situés dans les bassins de la Loire et de la Garonne.....	92
2.1.2 Action du cours d'eau sur l'ensemble de l'ouvrage.....	93
2.1.3 Actions du cours d'eau localisée au voisinage de l'ouvrage.....	94
2.1.4 Origines des désordres observés sur les ouvrages fondés sur pieux bois	95
2.2 Méthodes de renforcement des fondations des ouvrages sur pieux bois.....	96
3 Guide d'inspection des fondations en bois des ouvrages	97
3.1 Présentation du guide d'inspection des fondations	98
3.1.1 Fouille et classification du sol.....	98
3.1.2 Géométrie de la fondation.....	98
3.1.3 Qualité du béton et de la maçonnerie.....	99
3.1.4 Tests de poinçonnement à l'aiguille et prélèvements d'échantillons.....	99
3.2 Application du protocole à un cas pratique : le viaduc des cent arches	100
3.2.1 Présentation du viaduc et de la zone de travail	100
3.2.2 Phasage des travaux	102
3.2.3 Résultats et analyses des mesures	104
Conclusion	109

Chapitre III. Caractérisation de l'interface matériau-sol par des essais de cisaillement en laboratoire 111

Introduction.....	111
1 Synthèse bibliographique.....	113
1.1 Caractérisation de l'interface matériau-sol	113
1.1.1 Nature des interactions à l'interface.....	113
1.1.2 Adhérence et angle de frottement à l'interface	113
1.1.3 Rupture à l'interface matériau-sol et critère de Mohr-Coulomb.....	114
1.2 Facteurs influençant les propriétés de résistance du sol et de l'interface matériau-sol	116
1.2.1 Etat de surface du matériau.....	117
1.2.2 Teneur en eau des sols fins	120
1.3 Rapport entre l'angle de frottement d'interface δ et l'angle de frottement interne du sol φ	123
1.4 Lois de comportement d'interface.....	125
1.4.1 Lois de comportement « quasi-linéaires » et non linéaires	126
1.4.2 Exemples de lois de comportement d'interface	126
2 Protocole expérimental	129
2.1 Caractérisation du sol	129
2.1.1 Classification du sol selon la norme NF P 11-300.....	129
2.1.2 Propriétés intrinsèques du limon.....	130
2.1.3 Indices des vides et contraintes de préconsolidation	131
2.2 Caractérisation des matériaux	132
2.2.1 Types de matériaux	132
2.2.2 Dimensions des matériaux	133
2.2.3 Rugosité des matériaux	133
2.3 Conditions d'essais.....	136
2.3.1 Teneurs en eau du limon	136
2.3.2 Poids volumique sec initial du limon.....	138
2.3.3 Contraintes de chargement σ_p	138
2.3.4 Contraintes normales σ_n	138
2.3.5 Vitesse de cisaillement.....	139
2.4 Essais de cisaillement du limon	140
2.4.1 Présentation de la boîte de cisaillement normalisée.....	140
2.4.2 Réalisation des essais de cisaillement.....	141
2.5 Essais de cisaillement matériau-sol.....	144
2.5.1 Modifications apportées à la boîte de cisaillement	144
2.5.2 Réalisation des essais de cisaillement.....	145
3 Résultats et interprétations.....	148
3.1 Cisaillement du limon	148
3.1.1 Angle de frottement et cohésion du limon non remanié	148
3.1.2 Effet de la teneur en eau du limon sur ses propriétés de résistance	149

3.2	Cisaillement des matériaux et du limon	152
3.2.1	Critère de Mohr-Coulomb à l'interface matériau-limon	152
3.2.2	Effet de la rugosité des matériaux sur les propriétés de résistance de l'interface	154
3.2.3	Effet de la teneur en eau du limon sur les propriétés de résistance de l'interface	156
3.3	Valeurs des ratios δ/φ	162
4	Loi de mobilisation de la contrainte de cisaillement à l'interface entre les matériaux et le limon	164
4.1	Etude du ratio $\tau_{\max, \text{interface}}/\sigma_n$	164
4.1.1	Evolution du ratio $\tau_{\text{interface}}/\sigma_n$ en fonction de δl	164
4.1.2	Plages de valeurs des ratios $\tau_{\max, \text{interface}}/\sigma_n$ relatifs aux différents matériaux.....	165
4.2	Etude de deux lois de comportement	168
4.2.1	Expressions et représentations graphiques des lois.....	168
4.2.2	Etude de la loi de comportement exponentielle	170
4.2.3	Etude de la loi de comportement trilineaire	173
	Conclusion	176

Chapitre IV. Essais de chargement de pieux en bois réalisés sur deux plots expérimentaux..... 177

	Introduction.....	177
1	Caractérisation et instrumentation des pieux	178
1.1	Essences de bois	178
1.2	Caractéristiques géométriques des pieux	178
1.3	Propriétés mécaniques des pieux.....	179
1.3.1	Masse volumique des pieux	179
1.3.2	Module d'élasticité et fréquence de résonance	179
1.3.3	Etat de dégradation des pieux	180
1.3.4	Synthèse des mesures.....	181
1.4	Instrumentation des pieux	182
1.4.1	Présentation des extensomètres amovibles LPC	182
1.4.2	Instrumentation des pieux en bois.....	183
2	Site expérimental de Rouen	186
2.1	Présentation du site.....	186
2.2	Caractérisation géotechnique du site.....	187
2.2.1	Coupe géologique du terrain	187
2.2.2	Campagne d'essais sur site	187
2.2.3	Modèle géotechnique du site retenu	198
2.2.4	Corrélations entre les paramètres de sols.....	200
2.3	Travaux de terrassement.....	201

2.4	Massif de réaction	202
2.5	Battage des pieux en bois	202
2.5.1	Caractéristiques du marteau et casque de battage	202
2.5.2	Plan d'implantation des pieux	203
2.5.3	Courbes de battage	204
2.5.4	Puissance sonore induite par le battage des pieux	205
2.6	Réalisation et résultats des essais de chargement	206
2.6.1	Nature des essais	206
2.6.2	Montage et matériel utilisé	206
2.6.3	Programme expérimental	207
2.6.4	Résultats des essais de chargement	208
3	Site expérimental de Cubzac-les-Ponts	227
3.1	Présentation du site	227
3.2	Caractérisation géotechnique du site	227
3.2.1	Plan d'implantation des sondages	227
3.2.2	Coupe géologique du terrain	228
3.2.3	Résultats des sondages pressiométriques	228
3.2.4	Résultats des sondages au scissomètre	229
3.2.5	Résultats des essais de pénétration statique au cône	230
3.2.6	Modèle géotechnique de site retenu	230
3.2.7	Corrélations entre les paramètres de sols	231
3.3	Battage des pieux en bois	231
3.3.1	Caractéristiques du trépideur et plan d'implantation des pieux	231
3.3.2	Courbes de battage	232
3.4	Essais de chargement	233
3.4.1	Matériel utilisé et réalisation des essais	233
3.4.2	Résultats des essais	234
4	Etude des lois de comportement expérimentales	240
4.1	Etude de la loi de comportement exponentielle	240
4.1.1	Plage de valeurs du paramètre α	240
4.2	Etude de la loi de comportement trilineaire	243
4.2.1	Plages de valeurs des pentes k_{τ}	243
4.2.2	Comparaison des plages de valeurs des pentes k_{τ}	245
5	Calculs des tassements des pieux en bois	246
5.1	Méthodes de calcul des tassements	246
5.1.1	Lois de comportement retenues pour le calcul des tassements de pieux	246
5.1.2	Méthode hollandaise de calcul des tassements de pieux	248
5.2	Tassements des pieux battus à Rouen	250
5.3	Tassements des pieux battus à Cubzac-les-Ponts	253
	Conclusion	255

Chapitre V. Proposition d'une méthode de dimensionnement des pieux en bois à partir des caractéristiques pressiométriques du terrain..... 257

Introduction.....	257
1 Synthèse bibliographique – Etat de l’art des méthodes de dimensionnement des pieux en bois	259
1.1 Formules de dimensionnement « dynamiques »	259
1.1.1 Conditions d’application des formules	259
1.1.2 Formules de battage	259
1.2 Formules de dimensionnement « statiques ».....	260
1.2.1 Formules utilisant les paramètres déterminés en laboratoire	261
1.2.2 Formules utilisant les paramètres déterminés <i>in situ</i>	270
2 Comparaison entre les différentes méthodes de calcul et les résultats d’essais obtenus sur les plots expérimentaux	277
2.1 Présentation des mesures expérimentales	277
2.2 Application de la formule des « Hollandais »	277
2.3 Application de la méthode α - c_u	279
2.3.1 Application de la méthode aux pieux battus sur les sites expérimentaux	279
2.3.2 Plages de valeurs des facteurs $\alpha_{\text{mes,Cubzac}}$ et $N_{\text{c,mes,Cubzac}}$	280
2.4 Application de la méthode des contraintes effectives	282
2.4.1 Application de la méthode aux pieux battus sur les sites expérimentaux	282
2.4.2 Plages de valeurs des coefficients β_{mes} , K_{mes} et $N_{\text{q,mes}}$	285
2.5 Application des méthodes de dimensionnement s’appuyant sur les résultats des sondages CPT.....	290
2.5.1 Application de la norme hollandaise NEN-67-43, (1991) aux pieux battus sur les sites expérimentaux.....	290
2.5.2 Application de la méthode de Nottingham, (1975) et Schmertmann, (1978) aux pieux battus sur les sites expérimentaux	292
3 Méthodes de dimensionnement françaises des fondations profondes	294
3.1 Historique des méthodes de dimensionnement des fondations profondes.....	294
3.1.1 Des règles de calcul proposées par L. Ménard.....	294
3.1.2 ...à la publication du dossier pilote FOND 72.....	295
3.1.3 Du dossier FOND 72 au Fascicule 62-V (MELT, 1993).....	296
3.1.4 Règles de calcul des fondations profondes établies dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993)	297
3.1.5 Règles de calcul des fondations profondes proposées par Bustamante et Gianeselli, (2006)	299
3.1.6 Règles de calcul des fondations profondes proposées par Burlon et al., (2013)...	301
3.2 Approches de calcul dans l’Eurocode 7	304
3.3 Coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$	305
4 Méthode de dimensionnement française des pieux en bois.....	307
4.1 Objectifs du dimensionnement.....	307

4.2	Principe de la démarche	307
4.2.1	Construction d'une base de données issue de la littérature	307
4.2.2	Base de données américaine	308
4.2.3	Corrélations entre les paramètres c_u , N_{SPT} et p_1	308
4.2.4	Séparation des résistances de pointe et de frottement expérimentales.....	309
4.2.5	Schéma récapitulatif de la démarche	309
4.3	Calage des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ et $k_{p, \text{pieu bois}}$	311
4.3.1	Calage du coefficient $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$	311
4.3.2	Calage du facteur de portance $k_{p, \text{pieu bois}}$	314
4.4	Coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ relatif aux pieux en bois.....	316
4.5	Application de la méthode de dimensionnement proposée	318
4.5.1	Application de la méthode aux pieux battus sur les sites expérimentaux	318
4.5.2	Plage de valeurs des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois, mes}}$ et $k_{p, \text{pieu bois, mes}}$	320
5	Synthèse des résultats	322
	Conclusion	327
	<i>Conclusion générale et perspectives</i>	329
	<i>Références bibliographiques</i>	333
	<i>Annexes</i>	349
	Annexe A : Caractéristiques des fondations en bois des ponts routiers	349
	Annexe B : Travaux de confortement des fondations en bois des ouvrages routiers .	360
	Annexe C : Protocole d'inspection hollandais des fondations de type pieux bois	361
	Annexe D : Résultats des essais de cisaillement d'interface	365
	Annexe E : Courbes de chargement des pieux en bois théoriques et expérimentales	370
	Annexe F : Méthode de dimensionnement des fondations profondes établie dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992)	371

Liste des notations

- A_b : Section transversale de la pointe du pieu (m^2)
 $A_{lat,i}$: Section latérale du tronçon i du pieu (m^2)
 $A_{trans,i}$: Section transversale du tronçon i du pieu (m^2)
 B : Diamètre moyen du pieu (m)
 B_b : Diamètre en pointe du pieu (m)
 B_{sup} : Diamètre en tête du pieu (m)
 C_c : Indice de compression
 C_s : Indice de gonflement
 C_R : Couple de rotation (Pa)
 D_{max} : Diamètre maximal des particules (m)
 D_x : Diamètre correspondant à un passant de x %
 D_R : Densité relative
 E_{bois} : Module d'élasticité du bois (Pa)
 E_M : Module pressiométrique (Pa)
 E_N : Energie normalisée
 $E_{12\%}$: Module d'élasticité du bois à 12 % d'humidité (Pa)
 F_r : Rapport de frottement normalisé
 G : Module de cisaillement (Pa)
 I_p : Indice de plasticité (%)
 K : Coefficient de pression des terres
 $K_{mesuré}$: Coefficient de pression des terres déterminé à partir des résultats d'essais de chargement de pieux
 K_0 : Coefficient de pression des terres au repos
 L : Longueur du pieu (m)
 $N_{c,mes}$: Facteur de cohésion déterminé à partir des résultats d'essais de chargement de pieux
 $N_{q,mesuré}$: Facteur de portance déterminé à partir des résultats d'essais de chargement de pieux
 N_{SPT} : Nombre de coups de la masse frappante
 OCR : Degré de surconsolidation du sol
 P_O : Pression de poussée sur l'outil (Pa)
 Q_t : Résistance au cône normalisée
 $R_{b,cal}$: Résistance de pointe du pieu calculée (N)
 $R_{b,cal;k}$: Résistance de pointe caractéristique du pieu (N)
 $R_{b,mes}$: Résistance de pointe du pieu mesurée (N)
 $R_{c,cal}$: Portance limite du pieu calculée (N)
 $R_{c,cal;k}$: Portance limite caractéristique du pieu (N)
 $R_{c;d}$: Valeur de calcul de la portance limite du pieu à l'état limite ultime (N)
 $R_{c,mes}$: Portance limite du pieu mesurée (N)
 $R_{critique}$: Charge correspondant à la vitesse d'enfoncement critique du pieu (N)
 $R_{critique,matériau}$: Rugosité critique (m)
 $R_{D,cal}$: Portance limite dynamique du pieu (N)
 R_f : Rapport de frottement (%)
 R_i : Charge appliquée au tronçon i du pieu (N)

- R_n : Rugosité normalisée du matériau
 R_{plan} : Moyenne arithmétique des hauteurs des aspérités mesurées à partir d'un plan de référence (m)
 $R_{s,\text{cal}}$: Résistance de frottement du pieu calculée (N)
 $R_{s,\text{cal};k}$: Résistance de frottement caractéristique du pieu (N)
 $R_{s,\text{mes}}$: Résistance de frottement du pieu mesurée (N)
 R_x : Hauteur relative entre le point le plus haut et le point le plus bas d'une surface mesurée sur une longueur égale à x mm (m)
 $S_{\text{cr};i}$: Enfoncement du pieu sous la charge critique (m)
 S_R : Degré de saturation du sol (%)
 V_A : Vitesse d'avancement de l'outil (m/s)
- a : Facteur net de surface du cône
 c : Cohésion du sol (Pa)
 c_a : Adhérence sol-matériau (Pa)
 c_u : Résistance au cisaillement non drainée de l'argile (Pa)
 e : Indice des vides du sol
 e_{li} : Raccourcissement instantané sous la charge R_{critique} (m)
 e_{OPN} : Indice des vides du sol à une teneur en eau égale à l'Optimum Proctor
 $f_{c,o,k}$: Valeur caractéristique de la résistance à la compression axiale (Pa)
 f_s : Frottement latéral du manchon (Pa)
 k_p : Facteur de portance
 $k_{p,\text{pieu bois, mes}}$: Facteur de portance déterminé à partir des résultats d'essais de chargement de pieux
 $k_{q,EM}$: Paramètre de la loi de comportement trilineaire fonction du module pressiométrique, de la largeur de la fondation et de la résistance de pointe unitaire limite du pieu
 $k_{t,EM}$: Paramètre de la loi de comportement trilineaire fonction du module pressiométrique, de la largeur de la fondation et de la contrainte effective horizontale dans le sol
 $k_{t,\text{lab}}$: Paramètre de la loi de comportement trilineaire déterminé à partir des essais de cisaillement réalisé en laboratoire
 $k_{t,\text{mes,Rouen}}$: Rigidité de frottement d'interface déterminé à partir de la courbe de mobilisation du frottement latéral unitaire de chaque tronçon de pieux battus à Rouen
 $k_{t,\text{NFP94-262}}$: Rigidité de frottement d'interface établie dans la norme NF P 94-262 ([AFNOR, 2012](#))
 $k_{t,\text{pieu,Rouen}}$: Paramètre de la loi de comportement trilineaire déterminé à partir de la courbe de mobilisation du frottement latéral unitaire de chaque tronçon de pieux battus à Rouen et de la contrainte horizontale effective dans le sol
 l_i : Longueur du tronçon i du pieu (m)
 p_l : Pression limite (Pa)
 p_{LMe}^* : Pression limite nette équivalente (Pa)
 q_c : Résistance à la pénétration du cône (Pa)
 q_d : Résistance de pointe dynamique (Pa)
 $q_{b,\text{cal}}$: Résistance de pointe unitaire limite calculée (Pa)

$q_{b,mes}$: Résistance de pointe unitaire limite mesurée (Pa)
 $q_{s,cal}$: Frottement latéral unitaire limite calculée (Pa)
 $q_{s,mes}$: Frottement latéral unitaire limite mesuré (Pa)
 $q_{s,mes,i}$: Frottement latéral unitaire du tronçon i du pieu (Pa)
 q_t : Résistance au cône corrigée (Pa)
 s_{el} : Raccourcissement élastique du pieu (m)
 $s_{pieu,calculé}$: Tassement du pieu calculé (m)
 $s_{pieu,mesuré}$: Tassement du pieu mesuré (m)
 s_{pointe} : Tassement de la pointe du pieu (m)
 $s_{1,d}$: Tassement en tête du pieu calculé selon la méthode hollandaise (m)
 $s_{2,d}$: Tassement des couches de sol résultant de l'effet de groupe (m)
 u : Pression interstitielle (Pa)
 u_{af} : Pression d'air dans les pores du sol à la rupture (Pa)
 $(u_a - u_w)_f$: Matrice de succion à la rupture (Pa)
 u_2 : Pression interstitielle dans la partie cylindrique du cône (Pa)
 w : Teneur en eau du sol (%)
 w_L : Limite de liquidité du sol (%)
 w_{OPN} : Teneur en eau à l'Optimum Proctor du sol (%)
 w_P : Limite de plasticité du sol (%)
 z : Profondeur dans le sol (m)

α_{lab} : Paramètre de la loi de comportement exponentielle déterminé à partir des essais de cisaillement en laboratoire
 α_{mes} : Facteur d'adhérence déterminé à partir des résultats d'essais de chargement de pieux sur les plots expérimentaux
 $\alpha_{pieu\ bois, mes}$: Paramètre adimensionnel dépendant de l'interface sol-pieu et déterminé à partir des résultats d'essais de chargement de pieux
 $\alpha_{pieu-sol}$: Paramètre adimensionnel dépendant de l'interface sol-pieu
 $\alpha_{pieu,Rouen}$: Paramètre de la loi de comportement exponentielle déterminé à partir de la courbe de mobilisation du frottement latéral unitaire de chaque tronçon du pieu battu à Rouen
 $\alpha_{q,EM}$: Paramètre de la loi de comportement exponentielle fonction du module pressiométrique, de la largeur de la fondation et de la résistance de pointe unitaire limite du pieu
 $\alpha_{s,EM}$: Paramètre de la loi de comportement exponentielle fonction du module pressiométrique, de la largeur de la fondation et du frottement latéral unitaire limite de chaque tronçon du pieu
 $\beta_{mesuré}$: Facteur intervenant dans la méthode des contraintes effectives et déterminé à partir des résultats d'essais de chargement de pieux
 δ ou $\delta_{matériau-sol}$: Angle de frottement d'adhérence sol-matériau (°)
 δ^b : Angle de frottement relatif à l'augmentation de la résistance au cisaillement résultant de la succion dans le sol (°)
 δl : Déplacement à l'interface sol-matériau
 ε_i : Déformation du tronçon i du pieu

- φ : Angle de frottement interne du sol ($^{\circ}$)
 γ_d : Poids volumique sec du sol (N/m^3)
 $\gamma_{h,N}$: Poids volumique apparent du sol (N/m^3)
 $\gamma_{d,OPN}$: Poids volumique sec du sol à une teneur en eau égale à l'Optimum de densité Proctor (N/m^3)
 γ_s : Poids volumique des particules solides du sol (N/m^3)
 μ ou $\mu_{\text{matériau-sol}}$: Coefficient de frottement d'interface sol-matériau
 ν : Coefficient de Poisson du bois
 ω : Conicité du pieu ($^{\circ}$ ou m/m)
 ρ_{bois} : Masse volumique du bois (g/m^3)
 σ_{critique} : Contrainte correspondant à la vitesse d'enfoncement critique du pieu (Pa)
 $\sigma_{c,\text{mes}}$: Contrainte limite mesurée en tête du pieu (Pa)
 σ'_{h0} : Contrainte horizontale effective dans le sol au repos (Pa)
 σ'_h : Contrainte horizontale effective dans le sol (Pa)
 σ_n : Contrainte normale appliquée sur le matériau (Pa)
 σ_p : Contrainte de chargement appliquée sur le matériau (Pa)
 $\sigma'_{\text{préconsolidation}}$: Contrainte de préconsolidation effective du sol (Pa)
 σ'_{v0} : Contrainte verticale effective dans le sol au repos (Pa)
 τ : Contrainte de cisaillement du sol (Pa)
 $\tau_{\text{cal,interface}}$: Résistance au cisaillement calculée à l'interface sol-matériau (Pa)
 τ_{max} : Résistance au cisaillement du sol (Pa)
 $\tau_{\text{interface}}$ ou $\tau_{\text{matériau-sol}}$: Contrainte de cisaillement d'interface sol-matériau (Pa)
 $\tau_{\text{max,interface}}$ ou $\tau_{\text{max,matériau-sol}}$: Résistance au cisaillement d'interface sol-matériau (Pa)
- Δl_i : Raccourcissement du tronçon i du pieu (m)

Introduction générale

Si les fondations superficielles existent depuis que l'Homme a décidé de construire, l'histoire des fondations dans des « mauvais sols » est plus révélatrice des évolutions. Dès le Néolithique, les premières civilisations lacustres ont eu besoin de pilotis en bois sans aucun doute battus à la force humaine. Les premières traces écrites de l'utilisation des pieux en bois dans les constructions sont datées de l'époque romaine. Le développement des techniques de reconnaissance des sols et des machines de battage ont permis aux romains de construire de nombreux ouvrages sur ce type de pieux, dont seuls des vestiges des fondations sont parvenus jusqu'à nous.

Au cours des siècles qui ont succédé à la chute de l'Empire romain, les pieux en bois ont été largement utilisés en France dans les constructions d'ouvrages ; la France possède un patrimoine très riche de bâtiments et d'ouvrages d'art routiers et ferroviaires fondés sur des pieux en bois, parmi lesquels beaucoup sont classés monuments historiques : citons le château de Chambord, le Grand Palais à Paris, le pont de Pierre à Bordeaux ou la place Stanislas à Nancy.

Malgré un important parc français d'ouvrages bâtis sur des pieux en bois, le retour d'expérience sur la portance résiduelle et l'état de dégradation de ces ouvrages est faible et non capitalisé. Le choc vécu lors de l'effondrement du pont Wilson à Tours en 1978 (Figure 1) suite à la dégradation et à l'affouillement des pieux de fondation ne fût pas réellement suivi d'un développement d'expertise durable sur les désordres propres à ces ouvrages et sur les solutions de confortement à mettre en œuvre pour assurer leur pérennité.

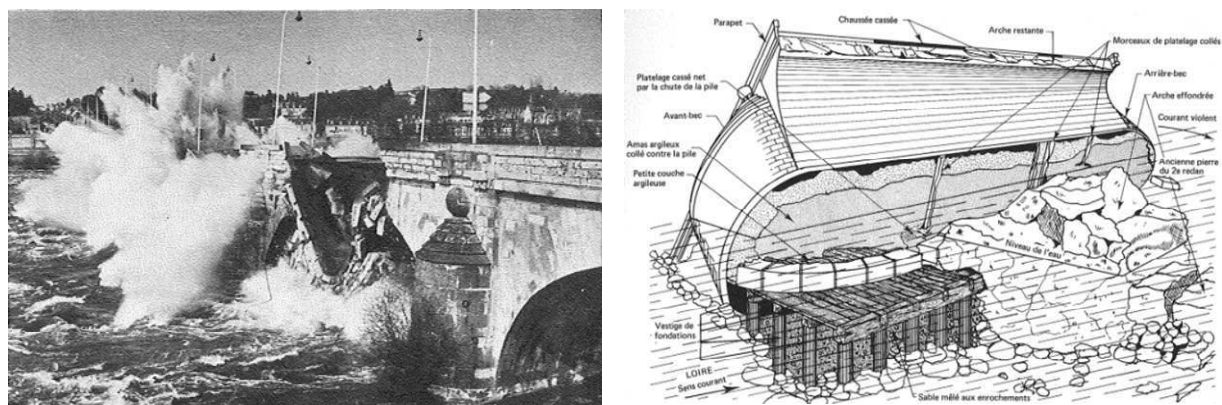


Figure 1. Effondrement du pont Wilson à Tours en 1978 (Grattasat, 1980)

Dans le contexte urbain moderne où des rabattements de nappe sont réalisés de manière inconsidérée ou involontaire (conséquence des sécheresses successives), l'apparition de zones de marnage (caractérisées par des cycles de sécheresse et d'humidité) conduit à la dégradation fongique du bois de fondation des bâtiments des centres urbains anciens, des monuments historiques ou des ouvrages de franchissement routiers ou ferroviaires. Le bois pouvant être également attaqué par des insectes, des termites ou des mollusques (notamment les tarets), il

semble essentiel de mettre en place des protections efficaces sur les pieux en bois afin de limiter ces attaques et leur dégradation fongique.

L'abandon des pieux en bois dans les constructions en France remonte au milieu du 19^{ème} siècle et est donc antérieur de plus d'un siècle au développement du pressiomètre par L. Ménard dans les années 1950. Les résultats de ces essais constituent aujourd'hui la base du dimensionnement des fondations profondes en France. L'absence d'un cadre réglementaire français relatif à cette technologie de pieux ne permet pas d'asseoir le dimensionnement des fondations en bois d'ouvrages et de bâtiments dans la pratique actuelle. L'utilisation des pieux en bois sur le territoire français est actuellement limitée à des ouvrages côtiers et maritimes, à la construction de passerelles piétonnes ou de belvédères. Les pieux peuvent également servir de protection d'ouvrages contre les phénomènes d'affouillement.

L'absence d'un « contexte normatif français » relatif à ce type de pieux ne permet pas non plus d'évaluer précisément la portance résiduelle des pieux en bois sous un ouvrage ancien ; et par conséquent de réduire le coût des travaux lors de la reprise en sous-œuvre des fondations en limitant le nombre de micropieux.

Contrairement à l'abandon de cette technique en France depuis plus d'un siècle, de nombreux pays étrangers comme les Pays-Bas et les Etats-Unis ont largement utilisé les pieux en bois jusqu'à ces dernières années. Ils ont mis en place un cadre réglementaire et ont défini des dispositions constructives pour répondre aux enjeux liés à la durabilité et au comportement mécanique des pieux en bois battus dans le sol.

Le contexte du projet « Pieux Bois » dans lequel s'inscrit cette thèse est celui d'une expertise scientifique et technique quasi-inexistante actuellement sur la scène française. Il a pour objectif de créer les conditions nécessaires à l'émergence de cette expertise nationale sur le dimensionnement et la durabilité des pieux bois pour proposer un cadre pré normatif. Ce projet a par ailleurs trouvé sa place dans la « croissance verte » prônée par le MEDDE dans la mesure où le faible coût énergétique et les atouts environnementaux de ce matériau font des pieux en bois une réelle alternative aux pieux en béton et en acier dans le domaine de la construction. Le travail mené dans le cadre de ce projet a donc eu pour principal objectif d'effacer un certain conservatisme qui conduit aujourd'hui à limiter le choix des technologies de pieux dans les constructions à la pratique courante.

Ce mémoire s'organise en cinq chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à des généralités sur le matériau bois et les pieux en bois. L'état actuel de la filière bois en France, les enjeux et les atouts environnementaux de ce matériau sont détaillés. Les propriétés mécaniques et de durabilité du bois sont présentées, ainsi que les caractéristiques géométriques des pieux en bois et leur mise en œuvre dans le sol par battage ;
- Le deuxième chapitre présente un état de l'art de l'évolution des méthodes de construction françaises des fondations des ouvrages sur des pieux en bois, de l'époque néolithique jusqu'à l'époque industrielle. Les caractéristiques des fondations des ouvrages d'art

routiers et leur état actuel sont détaillés. Les pathologies et les désordres observés sur ces ouvrages, ainsi que les solutions de confortement mises en œuvre sont également établis. Enfin, une méthodologie d'analyse des fondations en bois des ouvrages élaborée aux Pays-Bas est exposée dans ce chapitre ;

- Le troisième chapitre porte sur l'étude des propriétés de l'interface entre le sol et le matériau. Une synthèse bibliographique relative au comportement mécanique de l'interface sol-matériau est présentée. Des essais de cisaillement d'interface ont été réalisés en laboratoire à la boîte de cisaillement direct entre des matériaux (bois, mortier, acier) et du limon. Les effets de la rugosité des matériaux et de la teneur en eau du sol sur les propriétés de résistance d'interface sont étudiés. Deux lois de comportement d'interface déduites de ces essais sont présentées ;
- La construction de deux plots expérimentaux et les résultats des essais de chargement de pieux en bois sont détaillés dans le quatrième chapitre. Les tassements des pieux mesurés sur site sont comparés aux tassements calculés à partir des lois de comportement étudiées dans le troisième chapitre ;
- Le cinquième chapitre de ce mémoire présente une synthèse bibliographique des méthodes de dimensionnement des pieux en bois utilisées dans différents pays étrangers. Les résistances des pieux en bois calculées avec ces méthodes de dimensionnement sont comparées aux résultats des essais de chargement réalisés sur les deux plots expérimentaux. Enfin, une méthode de dimensionnement des pieux en bois s'appuyant sur les caractéristiques pressiométriques des terrains est proposée dans ce chapitre.

Chapitre I. Généralités sur le matériau bois et les pilots

Introduction

Le bois est un matériau naturel présentant des propriétés mécaniques et de durabilité variables. Ce matériau, largement exploité dans le monde entier, constitue une matière première pour de nombreuses branches industrielles, comme par exemple l'industrie du papier ou la construction. La filière bois désigne la chaîne des acteurs intervenant dans la production du bois, sa transformation et sa commercialisation.

Ce chapitre est divisé en deux parties. La première partie a pour objectifs :

- De présenter une cartographie des forêts en France et dans le monde, ainsi que les principales essences les constituant ;
- De caractériser l'état actuel de la filière bois en France et à l'étranger et d'établir les enjeux ainsi que les atouts environnementaux de ce matériau. Un état actuel de l'emploi des pieux en bois en France et à l'étranger dans les constructions est également dressé ;
- De caractériser le comportement mécanique du bois et d'étudier les propriétés de durabilité de ce matériau.

La seconde partie du chapitre traite des caractéristiques géométriques des pieux en bois et de leur mise en œuvre dans le sol par battage. L'influence de la conicité des pieux sur leur résistance est étudiée. Les machines de battage sont également présentées, ainsi que la nature des contraintes induites dans les pieux par le battage et les dispositions mises en œuvre pour les limiter.

1 Le matériau bois – essences, propriétés mécaniques et durabilité

1.1 Bois feuillus et bois résineux

Le bois est un matériau issu de l'activité biologique de l'arbre. La coupe transversale d'un tronc d'arbre (résineux ou feuillu) fait apparaître cinq parties différentes (Figure I-1) :

- L'écorce, composée de cellules mortes ;
- Le liber, dont la majorité des cellules qui le compose est également morte ;
- Le cambium, qui constitue la partie du tronc dans laquelle se produit la croissance radiale ;
- L'aubier, composé de cellules vivantes en voie de « duraminisation ». Les cellules de l'aubier transportent la sève brute des racines aux feuilles ;
- Le duramen (ou bois parfait), composé de cellules mortes qui ont terminé leur évolution.

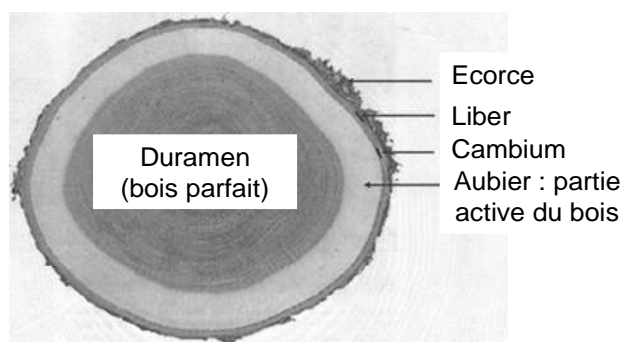


Figure I-1. Coupe d'un tronc d'arbre (Barbe et Keller, 1996)

Les 3000 espèces de végétaux ligneux identifiées dans le monde sont réparties en deux classes de bois différentes, les résineux et les feuillus, dont les propriétés structurelles diffèrent (Figure I-2) :

- Le bois des feuillus est constitué de différents types de cellules (trachéides et cellules parenchymes), de vaisseaux particuliers assurant la conduction de la sève brute et de fibres ligneuses composées de cellules mortes donnant au bois sa résistance. Les vaisseaux sont principalement orientés dans la direction longitudinale de l'arbre. Ceux orientés radialement constituent les rayons ligneux et assurent trois fonctions principales : la conduction radiale de la sève, le soutien de la tige et le stockage de substances chimiques (Barbe et Keller, 1996). Les feuillus les plus connus sont le chêne, le hêtre, le châtaignier et le peuplier ;
- A l'inverse des feuillus, les résineux présentent une organisation simple et uniforme. Ils sont constitués de deux types de cellules : les trachéides et les cellules parenchymes. Le transport vertical de la sève brute et le soutien vertical de l'arbre sont assurés par les trachéides, tandis que les cellules parenchymes permettent l'emménagement et la répartition des substances chimiques (Barbe et Keller, 1996). Les résineux, constitués à 90 % de trachéides, contiennent également des rayons ligneux.

Les résineux les plus connus sont le sapin, l'épicéa, le douglas, le pin maritime et le pin des landes.

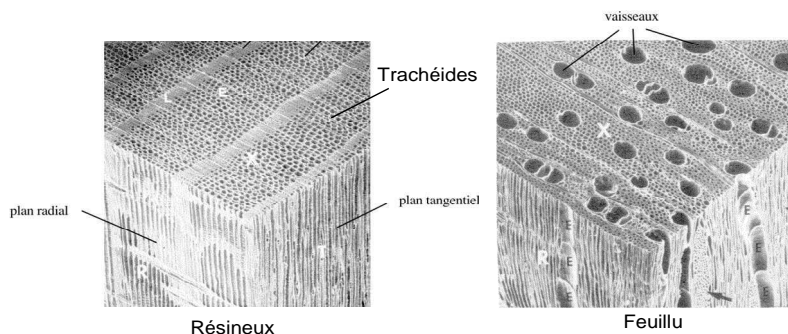


Figure I-2. Observation microscopique d'un résineux et d'un feuillu (Barbe et Keller, 1996)

1.2 Les forêts en France et dans le monde

1.2.1 Cartographie des forêts et essences de bois françaises

Selon une campagne réalisée par l'IGN (Institut national de l'information géographique et forestière) entre 2005 et 2009 [1], la forêt en France métropolitaine couvre aujourd'hui environ 16 millions d'hectares (dont 15,3 millions d'hectares de forêt de production), ce qui représente un petit tiers du territoire. Elle ne recouvrait, en 1830, que 8 millions d'hectares. La France arrive au cinquième rang des pays européens en matière de surface forestière, derrière la Russie, la Finlande (avec respectivement 29 et 22 millions d'hectares), la Suède et l'Espagne (16 millions d'hectares). Elle possède néanmoins la première forêt de feuillus d'Europe, avec un peu plus de 10,3 millions d'hectares.

75 % des forêts métropolitaines françaises relèvent du domaine privé, 15 % sont gérées par les collectivités territoriales et 10 % appartiennent au domaine de l'Etat.

Contrairement aux autres pays européens, la forêt française présente une très grande diversité d'essences. En 2011, le MAAF (Ministère de l'Agriculture, de l'Agroalimentaire et de la Forêt) a recensé sur le territoire 136 essences forestières, dont une trentaine couramment exploitée pour valoriser la filière bois [1]. Selon l'IGN, 27 % des forêts françaises sont constituées de chênes, 11 % de hêtres et 22 % de pins. Les feuillus en représentent 66 % et les résineux 34 % (INIGF, 2012) (Figure I-3).

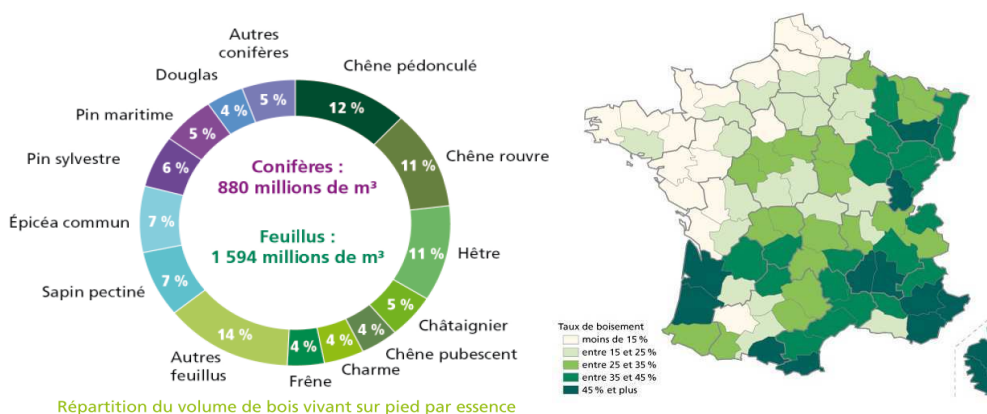


Figure I-3. Répartition du volume de bois vivant sur pied par essence (INIGF, 2012)

Les campagnes de prélèvement de bois menées par l'INIGF au cours des dernières années ont permis d'établir avec précision les caractéristiques forestières (volumes de bois mort et vivant) de chaque région, ainsi que la répartition des essences sur le territoire. Cette campagne d'études est venue compléter celle réalisée par l'INRA en 1995 [2] (Figure I-4 et Figure I-5).

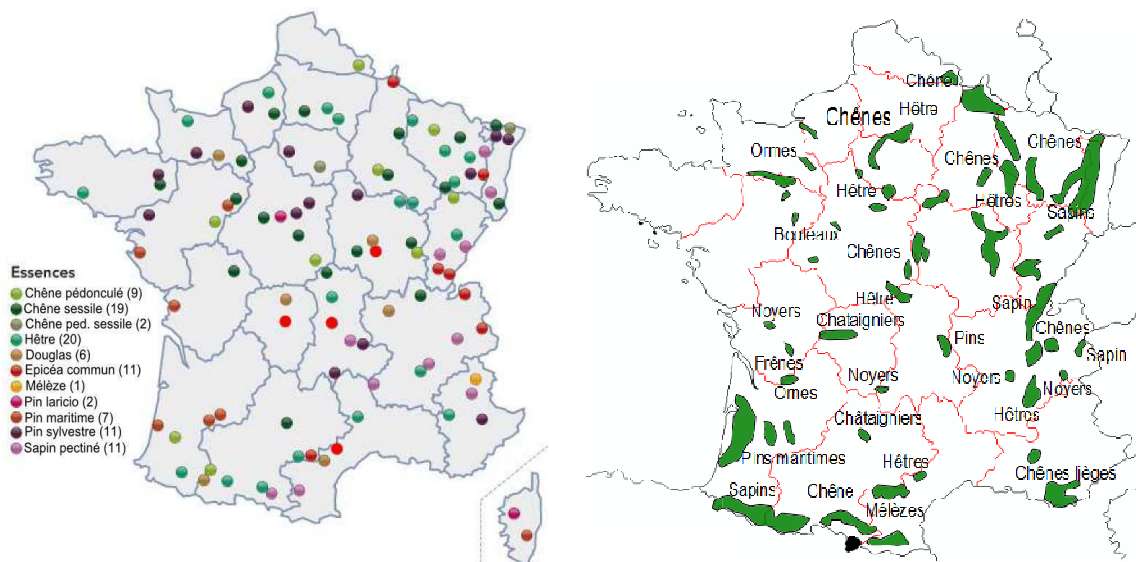


Figure I-4. Localisation des différentes essences sur le territoire français en 1995 [2]

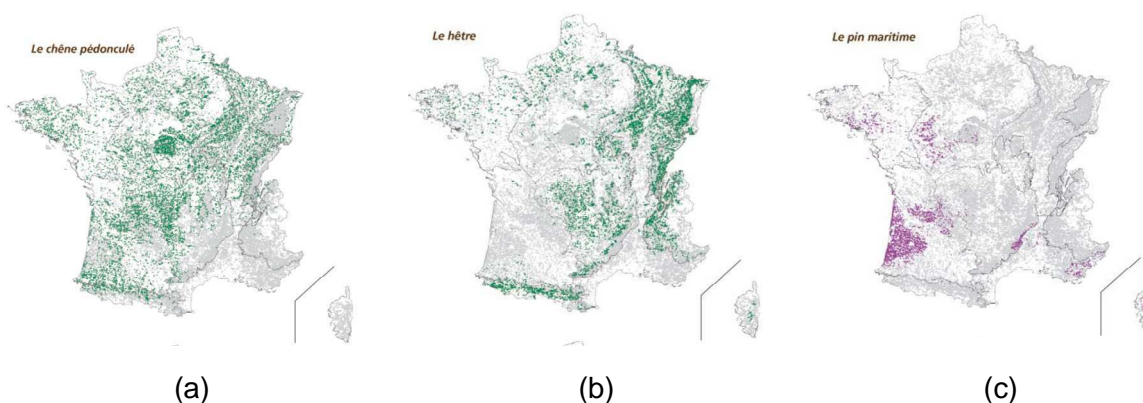


Figure I-5. Répartition des essences de chêne pédonculé (a), de hêtre (b) et de pin maritime (c) sur le territoire (INIGF, 2012)

1.2.2 Les forêts en Europe et dans le monde

Les surfaces boisées dans le monde sont très diversifiées et couvrent, selon l'ONF [3], environ quatre milliards d'hectares à travers les continents. Seulement 800 millions d'hectares sont néanmoins destinés à la production. L'ONF distingue quatre types de forêts :

- La forêt boréale, caractéristique de l'hémisphère Nord et du pourtour du cercle polaire est essentiellement composée de conifères comme les sapins, les mélèzes, les épicéas et les pins ;
- Les forêts tropicales et subtropicales (ou forêt équatoriale et forêt humide), situées principalement en Afrique, en Amérique centrale, en Océanie et en Asie, sont composées

de plusieurs étages de végétaux et se caractérisent par leur très grande richesse biologique (50000 espèces d'arbres) ;

- Les forêts tempérées, composées d'essences à feuilles caduques (peuplier, bouleau, charme, hêtre, chêne) et de conifères (selon les régions : pins, sapins, cèdres, séquoias...), sont majoritairement situées en Europe et en Amérique du Nord.

La Figure I-6 présente le pourcentage de forêts dans les différents pays du monde par rapport à leur superficie, établi par l'Organisation sur l'Alimentation et l'Agriculture (FAO) en 2005 [4].

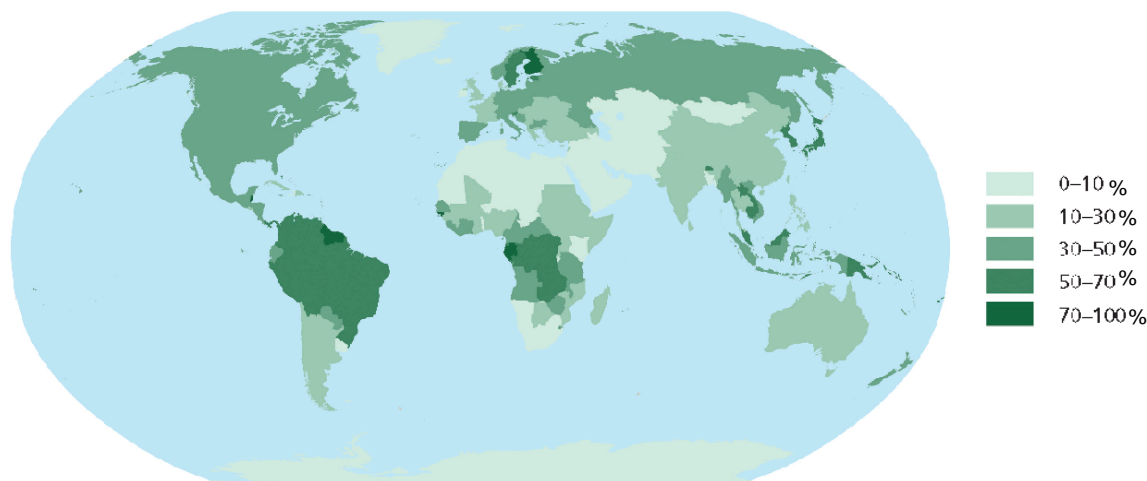


Figure I-6. Superficie forestière en pourcentage de la superficie des terres par pays établie par la FAO en 2005 [4]

1.3 La filière bois en France et à l'étranger

1.3.1 Classification française des essences

Il existe, à travers le monde, des dizaines d'essences de bois qui diffèrent en fonction de leurs propriétés mécaniques, esthétiques ou de durabilité. L'ensemble de ces paramètres a conduit à définir quatre classifications des essences dépendant des conditions d'usage du bois [5] :

- La première regroupe les essences aux caractéristiques analogues. Elle est divisée en trois catégories :
 - Les bois de pays ou bois de France, parmi lesquels on retrouve les essences présentes sur le territoire français : le chêne, le sapin, l'orne, le hêtre, le châtaignier, l'aulne ou encore le pin maritime (Davidian, 1969) ;
 - Les bois d'importation ou bois étrangers. Cette catégorie regroupe les essences présentes sur les territoires français d'outre mer (notamment la Guyane) et dans les pays situés au nord de l'Europe (épicéa, pin sylvestre, bois vert) ;
 - Les bois tropicaux, africains et américains qui incluent les essences originaires d'Afrique et d'Amérique, comme l'azobé, le pin d'Oregon (ou pin Douglas) ou l'épicéa américain ;

- La seconde est relative à l'aspect esthétique des bois. Elle ne sera pas détaillée dans la suite du chapitre ;
- La troisième a trait aux propriétés mécaniques des essences, établies dans la norme française NF EN 338 (AFNOR, 2009) : dans cette classification, la fonction principale des bois est de résister aux actions appliquées aux ouvrages (Chapitre I, § 1.4) ;
- La quatrième concerne la durabilité des essences : cinq classes d'emploi ont été définies par l'Union Européenne et reprises dans la norme française NF EN 335-2 (AFNOR, 2007). Elles permettent d'évaluer, en fonction de la nature des essences, les risques auxquels le bois peut être exposé [5] et sont détaillées dans le Chapitre I, § 1.5.

1.3.2 L'état actuel de la filière bois et l'emploi des pieux en bois en France

1.3.2.1 La faible valorisation de la filière bois dans la société actuelle

La filière bois constitue aujourd'hui une chaîne professionnelle, commerciale et industrielle, dont le premier maillon est le bûcheron. Une fois les pièces de bois rassemblées en forêt (débardage), elles sont transportées jusqu'en scierie où elles subissent deux transformations : le sciage de tête et le traitement fongicide qui les protège des attaques fongiques et des insectes. Les pièces de bois sont ensuite distribuées (après une phase de négoce) et mise en œuvre par les différents corps de métiers.

Compte tenu des ressources naturelles présentes sur le territoire français, le développement de la filière bois représente aujourd'hui un enjeu majeur en France. Son potentiel forestier est peu valorisé : la part de marché de cette filière dans la construction atteint seulement un peu plus de 10 % [6], alors que la forêt recouvre 29 % du territoire et que la France possède la 5^{ème} surface forestière d'Europe ainsi que la première forêt de feuillus. Les perspectives de développement de cette filière sont donc importantes. Selon un rapport rendu public sur les perspectives de valorisation de la ressource de bois d'œuvre feuillus en France (FCBA, 2011), la part de marché de cette filière dans les constructions françaises est bien inférieure à celles des Etats-Unis et des pays scandinaves, évaluées respectivement à 50 et 20 %.

1.3.2.2 L'emploi des pieux en bois dans la filière bois française actuelle

Pendant des siècles, voire des millénaires, les bâtiments et ponts ont été érigés sur des pieux en bois battus dans des terrains possédant de faibles propriétés mécaniques.

Avant le 18^{ème} siècle, la sélection d'une essence de bois par rapport à une autre était liée à la nature des forêts situées à proximité des chantiers. Par exemple, l'abondance des forêts de chêne dans l'est de la France ou du pin maritime dans le sud-ouest (Figure I-5) en faisait des essences très utilisées dans ces régions dans la construction des fondations.

La révolution industrielle au 18^{ème} siècle et l'essor des réseaux ferré et routier au 19^{ème} siècle ont été à l'origine du développement du commerce et du charbon en Europe. Les progrès technologiques ont contribué à diversifier les essences jusque-là utilisées sur les chantiers. Ainsi, le pin sylvestre (produit essentiellement dans le nord de l'Europe) qui était moins coûteux que les autres essences a été largement utilisé dans la construction des fondations des bâtiments et ponts à cette époque.

La proximité des ressources naturelles et le coût étaient alors les deux critères retenus dans le choix des essences destinées à être utilisées dans les fondations. Seuls les ouvrages d'intérêts civil et militaire de premier plan bénéficiaient de bois plus lointains, comme les bois tropicaux et africains.

Aujourd'hui en France, le matériau bois est largement utilisé dans les constructions d'ouvrages côtiers, maritimes et portuaires (épis, estacades, écrans-chasse). Il constitue généralement tout ou une partie de ces ouvrages (Figure I-7). Les études menées par Meaden et al., (2012) ont montré que les bois mis en œuvre dans des environnements hostiles caractérisés par une « agressivité » maritime, des zones de marnage ou le frottement des sédiments devaient présenter des propriétés mécaniques et de durabilité élevées. Les auteurs ont identifié, suite à un retour d'expérience et aux résultats de travaux effectués sur la durabilité et la résistance mécanique, une vingtaine d'essences de bois qui pourrait se substituer aux bois tropicaux (comme l'azobé ou le greenheart) dans ce type d'ouvrage.



Figure I-7. Ouvrage de protection littoral en Angleterre (a) et jetée de la Fenêtre à Cancale en Ille-et-Vilaine (b)

Les pieux sont également mis en œuvre dans les constructions des berges de canaux, des quais et servent de protection contre les phénomènes d'affouillement. De nombreuses passerelles et belvédères piétons sont aussi fondés sur des pieux en bois, puis construits avec ce même matériau pour des raisons esthétiques : les pieux sont généralement fichés dans le sol à l'aide de vibrofonçeurs (pneumatiques ou hydrauliques) ou de pelles mécaniques jusqu'au refus (Figure I-8).



Figure I-8. Construction d'un belvédère piéton dans la commune de Sanchev (Vosges)

Du fait de leur usage, les descentes de charges de ces ouvrages sont pour la plupart relativement faibles par rapport à celles des ouvrages d'art, bâtiments et habitats construits au cours des siècles derniers. Par exemple, les passerelles piétonnes sont actuellement dimensionnées en considérant des descentes de charges égales à 450 kg/m², soit 4,4 kPa.

L'abandon des pieux en bois en France dans les constructions des ouvrages d'art et des bâtiments remonte à plus d'un siècle et demi. Plusieurs hypothèses permettent de justifier leur absence dans les constructions actuelles :

- Le déclin et l'abandon de l'utilisation des pieux en bois en France sont concomitants à l'invention de nouveaux matériaux comme la chaux hydraulique, intervenant dans la fabrication du béton immergé et dont la résistance est supérieure à celle du bois (Chapitre II, § 1.6.4) ;
- Il n'existe à ce jour aucun « contexte normatif » ni cadre réglementaire français permettant d'asseoir le dimensionnement des pieux en bois dans la pratique actuelle (Chapitre V, § 3) ;
- Le choc vécu lors de l'effondrement du pont Wilson à Tours en 1978 dû à la dégradation et à l'affouillement des pieux suite au creusement du lit de la Loire par extraction des matériaux a conforté l'emploi d'autres technologies de pieux, considérées comme « plus durables ».

Plus généralement, le dragage intensif des alluvions et sédiments des cours d'eau et des fleuves afin d'augmenter les tirants d'eau des bateaux a entraîné des rabattements de nappes et de niveaux d'eau importants. Suite à ces rabattements inconsidérés, des zones de marnage sont apparues et ont conduit localement à la dégradation fongique des platelages et des têtes des pieux des ouvrages. Ce phénomène a notamment été observé au niveau des quais du Grand Port Maritime de Rouen, sous lesquels le platelage et les têtes des pieux en hêtre se sont dégradés suite à l'abaissement du niveau de la Seine de plus d'un mètre (Figure I-9).

Il existe néanmoins en France des Agences de l'eau ou des syndicats mixtes d'étude et de gestion des nappes phréatiques qui assurent le suivi du niveau des nappes. Les données piézométriques du bassin Seine-Normandie rendues publiques par le BRGM (Bureau de Recherches Géologiques et Minières) permettent également de surveiller le niveau des nappes dans ce bassin. Elles peuvent être utilisées pour prévenir d'éventuels risques de dégradation fongique des pieux en bois d'ouvrages ou de bâtiments (comme par exemple le musée d'Orsay ou le Grand Palais à Paris) suite à l'apparition de zones de marnage (Chapitre I, § 1.5) ;



Figure I-9. Exemple de détérioration du platelage en hêtre sous les quais du Grand Port Maritime de Rouen

- Les études menées ces dernières années sur l'utilisation des différentes techniques de réalisation des pieux ont montré que près de 75 % des pieux mis en œuvre sur le territoire français étaient forés (Figure I-10). La nature des couches géologiques ainsi que la volonté française de développer et d'exporter cette technologie à l'étranger permettent d'expliquer cette tendance actuelle.

Selon [Van Impe, \(2004\)](#), les pieux battus ne représentent que 4,6 % du marché actuel français (Figure I-10). Le faible emploi de ce type de pieux en France pourrait s'expliquer par l'influence de la technique de réalisation des sondages au pressiomètre Ménard (réalisation d'un trou de forage dans le sol avant l'introduction de la sonde) dans la pratique actuelle.

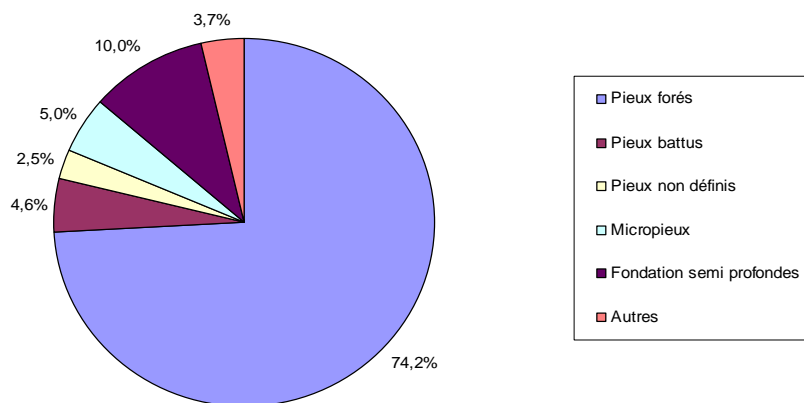


Figure I-10. Types de pieux utilisés dans la pratique française (modifié d'après [Van Impe, 2004](#))

Les pieux en bois ne sont donc plus utilisés en France dans les constructions d'ouvrages d'art et de bâtiments depuis de nombreuses décennies. A l'inverse, bien après leur abandon dans les constructions françaises, les pieux en bois ont continué à être utilisés dans de nombreuses constructions à l'étranger.

1.3.3 L'emploi des pieux en bois dans les pays étrangers

Jusqu'à ces dernières années, les pieux en bois ont été largement employés à travers le monde dans les constructions des fondations des bâtiments et d'ouvrages d'art. Le choix des essences de bois utilisées aux Etats-Unis, aux Pays-Bas, au Canada ou dans les pays scandinaves était principalement fonction des ressources naturelles disponibles dans ces pays.

1.3.3.1 L'emploi des pieux en bois aux Etats-Unis

Aux Etats-Unis, les pieux en bois ont été très utilisés du fait d'une abondance de pins jaunes de Sud et de pins Douglas particulièrement adaptés à cette technique. Le pin jaune s'étendant du Mexique au Canada (en passant par les Etats-Unis), à des altitudes comprises entre 300 et 2000 m, il constitue une ressource importante et de proximité dans de nombreuses régions de ce pays. Selon [Dean, \(2006\)](#), jusqu'à 500000 pieux ont été battus annuellement sur ce vaste territoire au cours des dernières décennies. 90 % des pieux en bois étaient en pin jaune, 9 % en pin Douglas et 1 % en d'autres essences. L'utilisation de cette technologie de pieux a par ailleurs été renforcée avec la rédaction et la publication du guide « Timber Pile Design and Construction Manual » par l'institut « American Wood Preservers Institute » ([AWPI, 2002](#)), dans lequel l'ensemble des méthodes de dimensionnement des pieux en bois est détaillé.

Plusieurs grands bâtiments reposent aujourd'hui sur des pieux en bois aux Etats-Unis :

- Le superdôme de Louisiane a été bâti sur des pieux en bois supportant 13000 m³ de béton et 18000 tonnes d'acier ([Reynolds et Bates, 2009](#)) ;
- Dans la baie de Marsh à New York, un des terminaux de l'aéroport JFK a été construit sur 1000 pieux en bois de 12,20 m de longueur battus dans des sables ([Graham et James, 1996](#)).

1.3.3.2 L'emploi des pieux en bois aux Pays-Bas

L'emploi des pieux en bois aux Pays-Bas s'est généralisé à partir du 15^{ème} siècle, lorsque les constructions en maçonnerie ont été rendues obligatoires. Les bâtisseurs ont alors été contraints d'ériger les bâtiments sur des fondations solides en pieux.

Pour faire face à la demande croissante de bois dans le pays au 15^{ème} siècle, les Hollandais utilisaient principalement du pin dans les fondations car sa croissance rapide faisait qu'il était bon marché. La faible superficie des Pays-Bas par rapport aux autres pays européens a également conduit les hollandais à importer des essences provenant d'Allemagne ou des pays scandinaves, principalement du pin sylvestre et de l'épicéa.

Selon [Reynolds et Bates, \(2009\)](#), 200000 pieux en bois ont été battus annuellement aux Pays-Bas ces dernières années lors de la construction de routes, de bâtiments agricoles, de maisons et de centres sportifs. Les essences les plus utilisées étaient l'épicéa et le pin Douglas.

Le nombre et la disposition des pieux en bois sous les bâtiments diffèrent selon les régions : à Rotterdam (Figure I-11a), une seule rangée de pieux en bois est positionnée au centre de la fondation en maçonnerie tandis qu'à Amsterdam, les fondations sont constituées d'une paire de pieux, sur laquelle repose un platelage en bois (Figure I-11b).

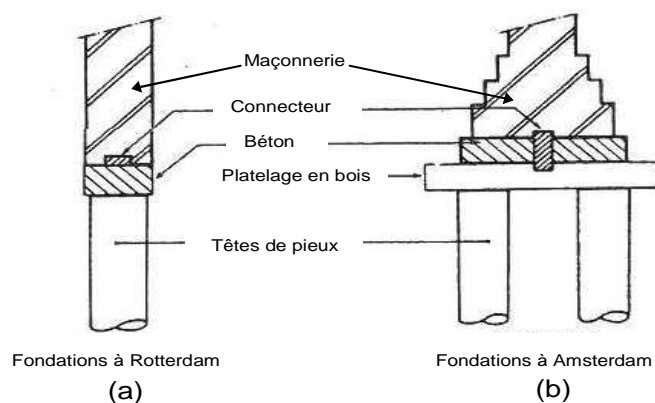


Figure I-11. Disposition des pieux et nature des transitions entre les pieux et la maçonnerie à Rotterdam (a) et à Amsterdam (b) (modifié d'après De Leeuw, 1985)

Les nombreux ouvrages, bâtiments et habitats fondés sur des pieux en bois ont amené les Hollandais à rédiger et publier un protocole contenant une méthodologie d'analyse et de diagnostic de l'état des fondations en bois. Ce protocole est détaillé dans le Chapitre II, § 3.

1.3.3.3 L'utilisation des pieux en bois en déclin à l'étranger

Bien que les Etats-Unis, les Pays-Bas, le Canada, les pays scandinaves ou encore l'Allemagne possèdent un patrimoine très riche d'ouvrages fondés sur des pieux en bois, on assiste, depuis quelques années, à un déclin de l'utilisation de cette technologie de pieux dans ces pays. Plusieurs facteurs environnementaux et sociétaux peuvent l'expliquer :

- La limitation des diamètres et des longueurs des pieux (Chapitre I, § 2.1.1) par les dimensions des arbres ;
- Les problématiques liées à la durabilité du bois nécessitant des conditions environnementales particulières (immersion permanente du bois non traité) (Chapitre I, § 1.5) ;
- L'augmentation de la portance limite des pieux sous les bâtiments et ouvrages d'art suite à la croissance du trafic et à l'augmentation du poids des ouvrages et des charges de transport.

Selon une étude réalisée par Van Impe, (2004), le pourcentage d'utilisation des pieux en bois par rapport à l'ensemble des pieux mis en œuvre en Europe (Figure I-12a) et dans le monde (Figure I-12b) atteint seulement 2 %. A titre de comparaison, les pourcentages de pieux battus en acier et en béton sont respectivement de 7 et 26 % en Europe, et de 8 et 23 % dans le monde.

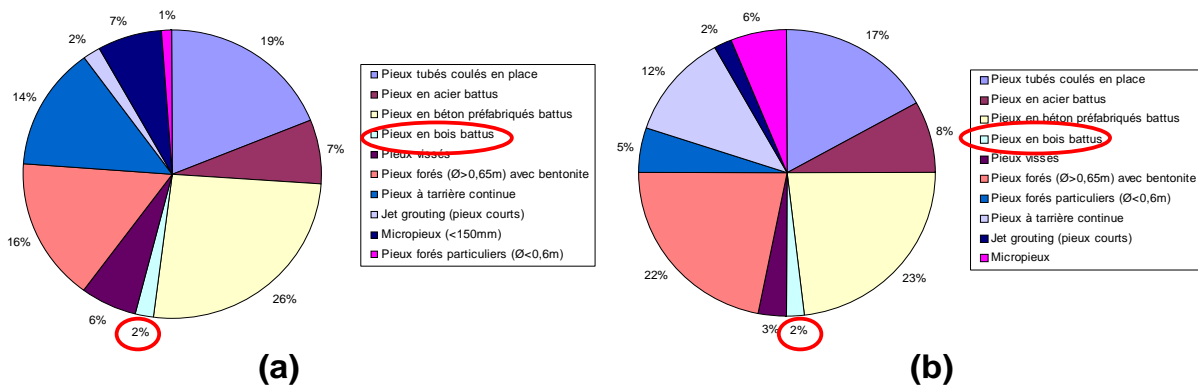


Figure I-12. Types et pourcentages d'utilisation des pieux en Europe (a) et dans le monde (b) (modifié d'après Van Impe, 2004)

Aux Pays-Bas, les rabattements de nappe générés par la présence de réseaux d'évacuation des eaux usées situés sous le niveau des nappes (Figure I-13) ont parfois entraîné l'apparition de zones de marnage et par conséquent la dégradation fongique des têtes des pieux (Chapitre I, § 1.5). Depuis ces sinistres, l'état hollandais a mis en œuvre, par l'intermédiaire de « syndicats » des eaux, une surveillance accrue afin de faire disparaître ou de limiter les rabattements. L'utilisation de pieux en bois dans ce pays pour de nouvelles constructions est aujourd'hui limitée à des structures légères comme des serres et des extensions de maisons individuelles.

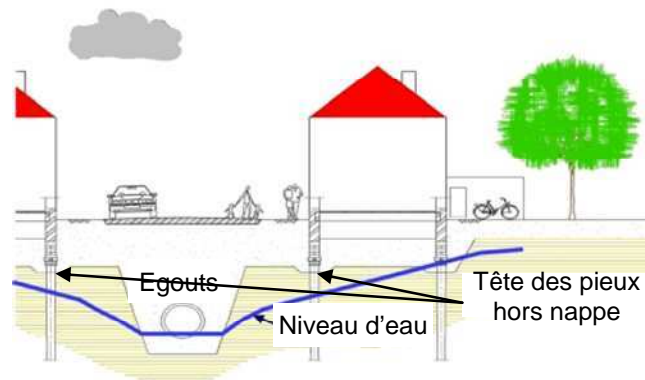


Figure I-13. Abaissement de la nappe due aux réseaux d'évacuation des eaux usées (modifié d'après Stichting Platform Fundering Nederland, 2005)

1.3.4 Les pieux en bois, une alternative environnementale aux autres technologies de pieux

1.3.4.1 Atouts environnementaux du matériau bois

Les préoccupations liées au changement climatique et à l'épuisement progressif des ressources naturelles ont conduit l'Etat à développer, à travers la mise en œuvre du Grenelle Environnement, l'usage du bois dans la construction. Les enjeux du développement de cette filière dans la société d'aujourd'hui sont considérables, dans la mesure où le matériau bois présente de multiples avantages environnementaux par rapport aux autres matériaux comme le béton et l'acier :

- Le bois est un matériau renouvelable : un arbre se régénère en moins de 100 ans, contre quelques milliers d'années pour le pétrole ;
- Son faible poids par rapport à celui de l'acier ou du béton conduit à limiter l'énergie fossile consommée lors de sa transformation en produit de construction et à faciliter la manutention lors de sa mise en œuvre. Le bois est par ailleurs facilement ouvrable. Les troncs d'arbres ne nécessitent que peu de transformations pour concevoir un pieu ;
- Le bois constitue une ressource de proximité, abondante et disponible localement en France, permettant ainsi de réduire les émissions de dioxyde de carbone générées par le transport des matières premières. Il limite les quantités de gaz à effet de serre émises dans l'atmosphère en absorbant le dioxyde de carbone au cours de sa croissance. Son emploi dans la construction conduit à la séquestration de ce gaz absorbé lors de sa croissance et donc à l'absence de rejet dans l'atmosphère. Selon [1], l'équivalent de six années d'émissions de dioxyde de carbone en France serait ainsi stocké dans les arbres des forêts ;
- Le bois est également un matériau recyclable dans la mesure où les déchets rejetés lors de sa transformation en produit de construction peuvent être valorisés en énergie (sous forme de combustibles) ou recyclés dans l'industrie du papier ou dans la fabrication de pièces composites.

1.3.4.2 Les pieux en bois : une alternative aux pieux en béton et en acier

Compte tenu des préoccupations et de la volonté de l'Etat français de mettre en œuvre des politiques intégrant la notion de développement durable, ainsi que des multiples avantages environnementaux du bois (Chapitre I, § 1.3.4.1), les pieux en bois apparaissent, sur le plan des émissions carbone, comme une solution alternative performante aux pieux en béton et en acier.

Les données fournies par la base carbone de l'ADEME [7] permettent d'estimer, à partir d'un calcul simple, les émissions de dioxyde de carbone liées à la fabrication de pieux en acier, en béton (ferraillé) et en bois de 5 m de longueur et 30 cm de diamètre.

Le transport des granulats ainsi que des grumes de la zone de débardage jusqu'à la scierie dans laquelle les pieux en bois sont usinés est pris en compte. La distance est évaluée à 60 km, ce qui suppose dans la pratique d'utiliser des bois locaux.

La démarche et les résultats sont présentés dans le Tableau I-1.

Tableau I-1. Comparaison des émissions de CO₂ pour la fabrication de pieux en béton, en acier et en bois

Pieu béton	Pieu acier	Pieu bois
Fabrication béton armé : 367 kg CO ₂ /tonne (ADEME) Extraction granulats : 88 kg CO ₂ /tonne (ADEME)	Fabrication acier ou fer blanc neuf : 3190 kg de CO ₂ /tonne (ADEME) Fabrication acier ou fer blanc recyclé : 1100 kg de CO ₂ /tonne (ADEME)	Fabrication bois d'œuvre : 36,7 kg de CO ₂ /tonne (ADEME)
$\rho_{\text{béton}} : 2200 \text{ kg/m}^3$	$\rho_{\text{acier}} : 7500 \text{ kg/m}^3$	$\rho_{\text{bois}} : 700 \text{ kg/m}^3$
Masse CO ₂ émise : 319 kg	Masse CO ₂ émise (acier neuf) : 8455 kg Masse CO ₂ émise (acier recyclé) : 2915 kg	Masse CO ₂ émise : 9 kg
Transport granulats : 10 kg de CO ₂		Transport de 10 grumes sur 60 km : Véhicules (PTAC) : de 3,51 à 5 tonnes Emission de CO ₂ à pleine charge : 175 g/km (ADEME) Emission de CO ₂ : 10,5 kg soit 1 kg CO ₂ par grume
Masse CO ₂ émise : 329 kg	Masse CO ₂ émise (acier neuf) : 8455 kg Masse CO ₂ émise (acier recyclé) : 2915 kg	Masse CO ₂ émise : 10 kg

Les résultats obtenus dans le Tableau I-1 montrent que la fabrication d'un pieu en bois émet environ 30 fois moins de CO₂ que la fabrication d'un pieu en béton et 300 fois moins que celle d'un pieu en acier.

Le British Research Establishment (BRE) a réalisé, en 2007, une étude sur le potentiel environnemental des pieux en bois sur le territoire du Royaume-Uni et a conclu à la viabilité technique et économique de cette technologie en insistant sur son intérêt environnemental indéniable (Dewar et Watson, 2007 ; Reynolds et Bates, 2009). Les résultats de l'étude ont montré que :

- les fabrications du béton et de l'acier émettent respectivement en moyenne 173 kg/m³ et 15313 kg/m³ de CO₂, contre 141 kg/m³ de CO₂ pour la taille et l'usinage du bois ;
- 1 m³ de bois capte en moyenne entre 800 et 900 kg de CO₂ provenant de l'atmosphère.

Selon Reynolds et Bates, (2009), les pieux en bois présentent également un coût plus faible que celui des pieux en acier et en béton. Les auteurs ont comparé les coûts de réalisation de trois types de pieux battus (béton, acier et bois) lors d'un projet en 2008 nécessitant la mise en œuvre d'une centaine de pieux dans de l'argile molle à ferme (Tableau I-2). Chaque pieu devait supporter une charge de 110 kN.

Tableau I-2. Estimation et comparaison du coût de réalisation des pieux en béton, acier et bois (Reynolds et Bates, 2009)

Types de pieu	Pieu béton battu	Pieu acier battu	Pieu bois battu
Longueur (m)	10	10	10
Diamètre (cm)	20	14	20-30
Mobilisation du matériel (€)	2400	2400	2400
Matériel et installation	22 €/m	34 €/m	11 €/m
Divers (terrassment chantier, etc.) (€)	3600	3000	3600 (avec blocs de béton en tête des pieux)
Test de chargement d'un pieu (€)	1200	1200	1200
Coût du projet (€)	29000	54000	18000
Coût des pieux	29 €/m	54 €/m	18 €/m

Les résultats de cette étude ont montré que le coût de fabrication d'un pieu en bois, ramené au mètre linéaire, était respectivement inférieur de 30 et 66 % à celui d'un pieu en béton et en acier.

1.4 Comportement mécanique du bois

1.4.1 Hétérogénéité et anisotropie du bois

Le bois est un matériau hétérogène et anisotrope. Ses propriétés mécaniques dépendent de l'essence et de l'échelle considérées :

- Le bois est un matériau hétérogène. Les cellules qui le composent sont de natures et de formes différentes. Il présente une densité irrégulière dans le tronc de l'arbre. Les singularités et défauts de croissance de l'arbre au cours de sa vie (caractérisés par la présence de nœuds) permettent d'identifier et de différencier chaque échantillon de bois prélevé. La présence naturelle de nœuds entraîne une forte variation des propriétés mécaniques dans la direction longitudinale d'une structure en bois (Olsson et Källsner, 2012) ;
- Le bois est un matériau anisotrope. Du fait de sa constitution fibreuse, ses propriétés mécaniques varient en fonction de la direction d'application de l'effort. Trois directions d'observation principales sont définies : longitudinale, radiale et tangentielle (Figure I-14). L'observation d'échantillons au microscope montre que les fibres sont majoritairement orientées dans la direction longitudinale du tronc (Figure I-2). L'orientation et l'agencement de leur structure cellulaire diffèrent donc selon les directions d'observation.

Selon Almeida, (2006), le bois peut être considéré comme un matériau homogène et orthotrope si l'échelle d'observation est macroscopique et ne dépasse pas quelques centimètres.

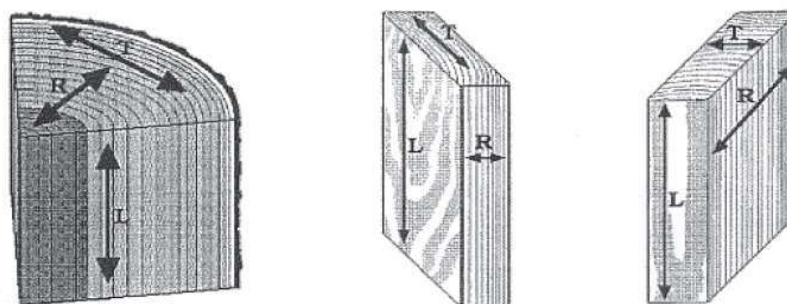


Figure I-14. Directions principales du bois (L : longitudinale ; R : radiale ; T : tangentielle) (Wengert et Meyer, 2002, cités par Dinh, 2011)

Les propriétés mécaniques et thermiques du bois caractérisent son anisotropie dans les trois directions principales (longitudinale, radiale et tangentielle) :

- Les modules d'élasticité et de cisaillement, déterminés à partir de mesures expérimentales ;
- Le retrait et le gonflement des échantillons suite aux fluctuations de sa teneur en eau et quantifiés par sa variation dimensionnelle dans les trois directions principales ;
- La dilatation thermique mesurée avec le coefficient de dilatation thermique.

Le Tableau I-3 présente quelques résultats d'études sur l'anisotropie du bois.

Tableau I-3. Résultats d'études sur l'anisotropie du bois

Auteurs	Paramètres	Protocoles et résultats d'études																																																
<p>Kollmann et Côté, (1968)</p> <p>Dinckal, (2011)</p> <p>Guitard, (1987)</p>	<p>Module d'élasticité</p> <p>Module de cisaillement</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Selon Kollman et Côté, (1968), le module d'Young est plus élevé dans la direction longitudinale que dans les directions radiale et tangentielle ($E_{\text{longitudinal}} >> E_{\text{radial}} > E_{\text{tangentielle}}$). Le rapport E_L/E_R varie entre 41 et 182 chez les conifères et entre 12 et 62 chez les feuillus. • Selon Guitard, (1987), les fibres et trachéides d'un échantillon de bois sont orientées selon sa direction longitudinale et constituent des « éléments de renforcement » suivant cet axe. Ce renforcement fibreux conduit à un module d'élasticité plus élevé dans cette direction que dans les deux autres. Les rayons ligneux constituent également des « éléments de renforcement » suivant l'axe radial, ce qui explique que E_{radial} soit supérieur à $E_{\text{tangentielle}}$. • Les études menées par Guitard, (1987) sur des échantillons de peupliers ont montré que les modules de cisaillement dans les trois directions respectent la condition suivante : $G_{\text{long-rad.}} > G_{\text{tang-long.}} >> G_{\text{tang-rad.}}$. • Les résultats de l'étude menée par Dinckal, (2011) sont présentés dans le tableau ci-dessous : <table border="1" data-bbox="1070 544 1700 732"> <thead> <tr> <th colspan="6">Dinckal, 2011</th> </tr> <tr> <th>Module (GPa)</th> <th>Chêne</th> <th>Hêtre</th> <th>Douglas</th> <th>Epicéa</th> <th>Pin</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>E_{Radial}</td> <td>2,13</td> <td>2,43</td> <td>1,02</td> <td>0,75</td> <td>0,94</td> </tr> <tr> <td>$E_{\text{Longitudinal}}$</td> <td>5,21</td> <td>5,58</td> <td>4,90</td> <td>3,98</td> <td>5,00</td> </tr> <tr> <td>E_L/E_R</td> <td>2,45</td> <td>2,30</td> <td>4,79</td> <td>5,31</td> <td>5,35</td> </tr> <tr> <td>G_{Radial}</td> <td>0,82</td> <td>0,91</td> <td>0,39</td> <td>0,29</td> <td>0,36</td> </tr> <tr> <td>$G_{\text{Longitudinal}}$</td> <td>2,13</td> <td>2,28</td> <td>2,03</td> <td>1,67</td> <td>2,14</td> </tr> <tr> <td>G_L/G_R</td> <td>2,60</td> <td>2,50</td> <td>5,21</td> <td>5,75</td> <td>5,94</td> </tr> </tbody> </table>	Dinckal, 2011						Module (GPa)	Chêne	Hêtre	Douglas	Epicéa	Pin	E_{Radial}	2,13	2,43	1,02	0,75	0,94	$E_{\text{Longitudinal}}$	5,21	5,58	4,90	3,98	5,00	E_L/E_R	2,45	2,30	4,79	5,31	5,35	G_{Radial}	0,82	0,91	0,39	0,29	0,36	$G_{\text{Longitudinal}}$	2,13	2,28	2,03	1,67	2,14	G_L/G_R	2,60	2,50	5,21	5,75	5,94
Dinckal, 2011																																																		
Module (GPa)	Chêne	Hêtre	Douglas	Epicéa	Pin																																													
E_{Radial}	2,13	2,43	1,02	0,75	0,94																																													
$E_{\text{Longitudinal}}$	5,21	5,58	4,90	3,98	5,00																																													
E_L/E_R	2,45	2,30	4,79	5,31	5,35																																													
G_{Radial}	0,82	0,91	0,39	0,29	0,36																																													
$G_{\text{Longitudinal}}$	2,13	2,28	2,03	1,67	2,14																																													
G_L/G_R	2,60	2,50	5,21	5,75	5,94																																													
<p>Charron et al., (2003)</p> <p>Dinwoodie, (2004)</p> <p>Skaar, (1988), cité Dinwoodie, (2004)</p>	<p>Retrait du bois</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Selon Charron et al., (2003), la diminution des dimensions (selon les directions longitudinale, radiale et tangentielle) des échantillons de bois suite à la diminution de son humidité sous le point de saturation des fibres est différente selon la direction considérée. • Les résultats de l'étude menée par Dinwoodie, (2004) concernant l'influence de la variation de la teneur en eau d'échantillons de bois (essences différentes) comprise entre 27 % (bois supposé vert) et 12 % sur le retrait sont présentés ci-après. L'étude a montré que le retrait (exprimé en % par rapport aux dimensions initiales) peut atteindre jusqu'à 10 % dans la direction tangentielle de l'échantillon et est limité à 1 % dans la direction longitudinale. <table border="1" data-bbox="1133 948 1650 1115"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Essence</th> <th colspan="3">Direction</th> </tr> <tr> <th>Tang.</th> <th>Rad.</th> <th>Long.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Pin jaune</td> <td>3,5%</td> <td>1,5%</td> <td><1%</td> </tr> <tr> <td>Pin sylvestre</td> <td>4,5%</td> <td>3,0%</td> <td><1%</td> </tr> <tr> <td>Chêne (Europe)</td> <td>7,5%</td> <td>4,0%</td> <td><1%</td> </tr> <tr> <td>Hêtre (Europe)</td> <td>9,5%</td> <td>4,5%</td> <td><1%</td> </tr> </tbody> </table> <ul style="list-style-type: none"> • Selon Skaar, (1988), cité par Dinwoodie, (2004), les différences entre les variations des dimensions des échantillons de bois selon les trois directions sont dues à une densification plus importante des rayons ligneux (Chapitre I, § 1.1) dans les directions tangentielles et radiales que dans la direction longitudinale. 	Essence	Direction			Tang.	Rad.	Long.	Pin jaune	3,5%	1,5%	<1%	Pin sylvestre	4,5%	3,0%	<1%	Chêne (Europe)	7,5%	4,0%	<1%	Hêtre (Europe)	9,5%	4,5%	<1%																									
Essence	Direction																																																	
	Tang.	Rad.	Long.																																															
Pin jaune	3,5%	1,5%	<1%																																															
Pin sylvestre	4,5%	3,0%	<1%																																															
Chêne (Europe)	7,5%	4,0%	<1%																																															
Hêtre (Europe)	9,5%	4,5%	<1%																																															
<p>Dupraz et al., (2009)</p>	<p>Coefficient de dilatation thermique</p>	<p>Le coefficient de dilatation thermique α_{th} (exprimé en K^{-1}) varie fortement selon l'orientation des fibres. Selon Dupraz et al., (2009), la dilatation radiale est environ dix fois supérieure à la dilatation longitudinale. Néanmoins, les allongements et raccourcissements du bois dus aux variations thermiques dans la direction radiale sont négligeables par rapport aux variations dimensionnelles suite aux fluctuations de sa teneur en eau. Pour les résineux et les feuillus, $\alpha_{\text{th,Long.}} = 3-6 \cdot 10^{-5} \text{K}^{-1}$; $\alpha_{\text{th,Rad.}} = 15-45 \cdot 10^{-5} \text{K}^{-1}$; $\alpha_{\text{th,Tang.}} = 25-60 \cdot 10^{-5} \text{K}^{-1}$. Pour l'acier, $\alpha_{\text{th,acier}} = 12 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$ et pour l'aluminium, $\alpha_{\text{th,aluminium}} = 24 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$.</p>																																																

L'utilisation de troncs d'arbres comme pieux de fondation est donc optimale car contrairement à la pratique actuelle en structure, les pieux sont mobilisés principalement dans la direction longitudinale en compression, soit la direction des caractéristiques les plus élevées du bois.

1.4.2 Comportement élastique du bois

1.4.2.1 Domaines élastique et plastique du bois

L'anisotropie du bois conduit à mesurer deux réponses différentes lorsqu'un échantillon est soumis à des sollicitations en compression et en traction. Ces réponses sont mesurées sous forme de chemins de déformation (essai à déplacement contrôlé) dans le plan (σ ; ϵ) et présentées sur la Figure I-15.

La Figure I-15 montre que les chemins de déformation diffèrent en fonction de la direction d'application de l'effort (parallèle, perpendiculaire ou tangentielle aux fibres) (Navi et Heger, 2005). On retrouve, à travers ces courbes, les conclusions de l'étude menée par Guitard, (1987) (Tableau I-3) : les fibres de l'échantillon de bois orientées longitudinalement constituent des « éléments de renforcement » selon cet axe.

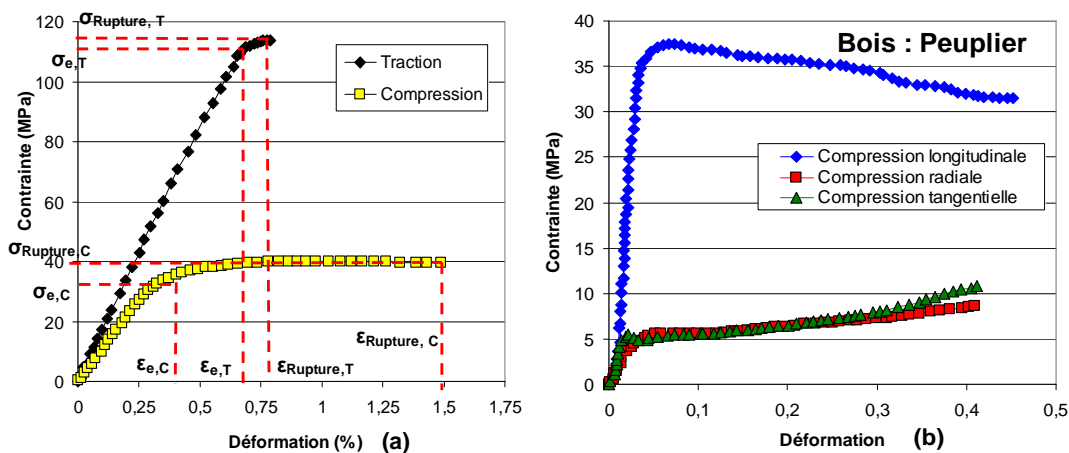


Figure I-15. Evolution de la contrainte en fonction de la déformation (modifié d'après Navi et Heger, 2005 ; Natterer et al., 2004)

Selon Natterer et al., (2004), le module d'élasticité du bois est légèrement plus faible en compression qu'en traction. Néanmoins, par souci de simplification, les deux modules sont généralement considérés comme égaux.

La résistance à la rupture en traction des échantillons de bois est supérieure à celle en compression. En compression, le chemin de déformation jusqu'à atteindre ϵ_{ec} (Figure I-15a) correspond au domaine élastique du bois. $\sigma_{e,c}$ représente la limite élastique en compression et est inférieure à la limite élastique en traction $\sigma_{e,T}$.

La limite élastique en compression mesurée dans la direction longitudinale est atteinte pour de faibles déplacements. Une fois dépassée, on observe une plastification caractérisée par un flambage longitudinal et un écrasement progressifs des fibres. Tandis qu'en traction, le bois présente des propriétés mécaniques fragiles, mais nettement supérieures à celles mesurées en

compression (jusqu'à 200 à 300 % pour du bois sans défaut, c'est-à-dire sans nœud) (Natterer et al., 2004).

Enfin, le comportement fragile de l'éprouvette soumise à une contrainte en traction dans les deux autres directions (radiale et tangentielle) est encore plus marqué que dans la direction longitudinale. Selon Natterer et al., (2004), la discontinuité de croissance de l'arbre dans la direction radiale et le manque de liaisons structurelles (solidarisation des fibres par quelques rayons ligneux transversaux seulement) dans la direction tangentielle expliquent ce comportement fragile.

Le Chapitre I, § 1.4.1 a permis de mettre en évidence que le bois est un matériau anisotrope dont les comportements mécanique et thermique dépendent de la direction d'application de l'effort.

En particulier, le module d'élasticité du bois est supérieur dans la direction longitudinale que dans les directions radiale et tangentielle. Il dépend de nombreux facteurs, comme la teneur en humidité, la température, la densité, les défauts (présence de nœuds) ou encore les durées d'application des charges (Forest Products Laboratory, 2010 ; Armstrong, 1979). L'influence de trois d'entre eux est explicitée par la suite.

1.4.2.2 Influence de l'humidité du bois sur le module d'élasticité

L'effet de la teneur en humidité du bois sur ses propriétés mécaniques a été largement étudié dans la littérature. Elle est définie, selon la norme NF B 51-004 (AFNOR, 1985), à partir de l'expression générale suivante :

$$H = \frac{m - m_0}{m_0} \times 100 \quad (1)$$

Avec m la masse totale de l'échantillon à l'humidité H et m_0 sa masse anhydre obtenue après un passage à l'étuve à 103°C jusqu'à la stabilisation de sa masse.

Le point de saturation des fibres est atteint, sous une température de 20°C, lorsque la teneur en humidité du bois est égale en moyenne à 30 % (Perré, 1994, cité par Dinh, 2011). Il correspond au taux d'humidité du bois saturé en eau liée, taux en dessous duquel le bois va commencer à sécher en se contractant. Le point de saturation définit le domaine hygroscopique du bois. Selon les conditions extérieures auxquelles est soumis l'échantillon, l'humidité du bois varie et affecte ses propriétés élastiques. De nombreuses études ont montré que, pour une teneur en humidité supérieure à la limite de saturation, l'évolution de l'humidité du bois avait peu d'influence sur le module élastique et les variations dimensionnelles de l'échantillon (Pluvinage, 1992, cité par Dinh, 2011 ; Forest Products Laboratory, 2010) (Figure I-16). Le bois ne contient plus d'eau libre et les parois cellulaires sont saturées d'eau liée.

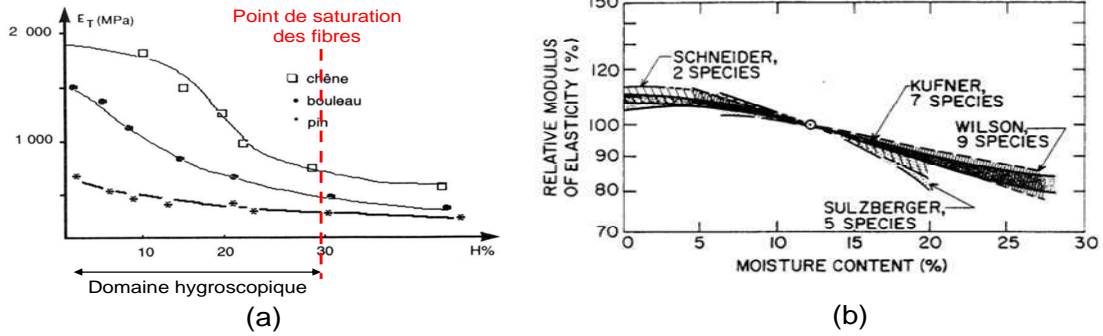


Figure I-16. Variation du module d'élasticité $E_{Tangentielle}$ (a) et du module d'élasticité longitudinal relatif (b) en fonction du taux d'humidité du bois (modifié d'après [Pluvinage, 1992](#), cité par [Dinh, 2011](#) ; [Forest Products Laboratory, 2010](#))

A l'inverse, lorsque la teneur en humidité diminue dans le domaine hygroscopique, l'échantillon de bois devient plus sec. La perte d'humidité conduit à une augmentation de sa masse ligneuse et la paroi cellulaire devient plus compacte ([Panshin et De Zeeuw, 1980](#), cités par [De la Cruz Sanchez, 2006](#)). Enfin, les travaux menés par [Schlyter et Winberg \(1929\)](#), cités par [Moutee, \(2006\)](#) ont mis en évidence une diminution linéaire de la limite élastique du bois avec l'augmentation de la teneur en humidité entre 10 % et le point de saturation des fibres (environ 30 %) : les auteurs ont établi qu'une augmentation de 1 % de la teneur en humidité du bois dans ce domaine entraînait une diminution de 3 % de la limite élastique dans la direction longitudinale.

1.4.2.3 Influence de la température et de la densité du bois sur le module

La température et la masse volumique du bois sont deux autres paramètres influençant le module d'élasticité du bois :

- A déformation constante, l'augmentation de la température conduit à une diminution du module d'élasticité et de la résistance en compression du bois. Le bois se « ramollit » alors avec la température. [Bodig et Jayne, \(1982\)](#), cités par [Dinh, \(2011\)](#) ont établi une relation entre ce paramètre et les propriétés mécaniques du bois :

$$E'_{Long} = E_{Long} (1 + \alpha(T' - T)) \quad (2)$$

Avec E'_{Long} et E_{Long} les modules d'élasticité mesurés aux températures T et T' et α le coefficient d'effet thermique, variant, pour les essences les plus connues, entre $-0,79.10^{-3} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (hêtre) et $-5.10^{-3} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (épicéa) ;

- La masse volumique du bois caractérise la quantité de matière ligneuse comprise dans un volume donné. Elle varie au sein d'un arbre suite aux conditions de croissance particulières comme le climat et la nature du sol ([De la Cruz Sanchez, 2006](#)). Les résultats d'études menées par [Guitard, \(1987\)](#) ont montré qu'un bois possédant la masse volumique la plus élevée présentait également le module d'élasticité et la résistance à la compression les plus élevés. L'auteur a étendu ces résultats à l'ensemble des résineux et des feuillus, ainsi qu'aux modules d'élasticité mesurés dans les directions radiale et tangentielle (Figure I-17).

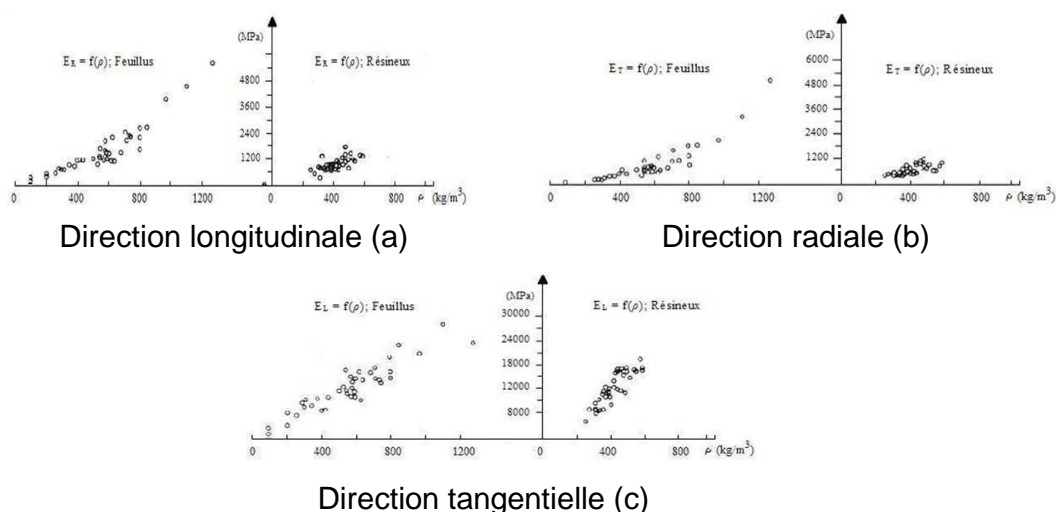


Figure I-17. Evolution des modules d'élasticité (longitudinal (a), radial (b), tangentiel (c)) en fonction de la masse volumique des résineux et feuillus (Guitard, 1987)

1.4.3 Propriétés mécaniques du bois

1.4.3.1 Propriétés mécaniques du bois retenues en France et en Europe

La variabilité des essences et des qualités des bois, présentant différentes propriétés mécaniques, complique le dimensionnement des structures en bois. Afin de limiter cette variabilité, des classes de résistance des bois, fonction de leur nature (résineuse ou feuillue) et de leur résistance caractéristique en flexion (fractile à 5 %, exprimée en MPa) ont été établies dans la norme européenne EN 338, publiée en France sous la norme NF EN 338 (AFNOR, 2009).

Le Tableau I-4 présente ces classes de résistance, ainsi que les propriétés de résistance (flexion, traction et compression axiales, cisaillement), de rigidité (modules moyens d'élasticité axial et transversal) et la masse volumique du bois. Les valeurs ont été établies pour une teneur en humidité du bois égale à 12 %.

Tableau I-4. Classes de résistance et valeurs des propriétés de résistance, de rigidité et des masses volumiques (modifié d'après la norme NF EN 338 (AFNOR, 2009))

	Résineux													Feuillus						
	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Propriétés de résistance (MPa) (valeurs caractéristiques)																				
Flexion	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	18	24	30	35	40	50	60	70
Traction axiale	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	11	14	18	21	24	30	36	42
Compression axiale	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	18	21	23	25	26	29	32	34
Cisaillement	3	3,2	3,4	3,6	3,8	4	4	4	4	4	4	4	3,4	4	4	4	4	4	4,5	5
Propriétés de rigidité (GPa) (valeurs moyennes)																				
Module moyen d'élasticité axiale E _{moy,Long}	7	8	9	9,5	10	11	12	12	13	14	15	16	9,5	10	11	12	13	14	17	20
Module moyen d'élasticité transversale	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,63	0,67	0,73	0,80	0,86	0,93	1,13	1,33
Module moyen de cisaillement G _{moy}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,59	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25
Masse volumique (kg/m³) (valeurs moyennes)																				
Masse volumique moyenne	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	570	580	640	650	660	750	840	1080

Les classes de résistance ne faisant pas explicitement référence aux essences, le Centre Technique du Bois et de l'Ameublement (CTBA, 2007) a défini des classes de résistance maximales pour les principales essences de bois utilisées dans la construction (Tableau I-5).

Tableau I-5. Classes de résistance maximales pour les différentes essences utilisées dans la construction (modifié d'après AFNOR, 2009 ; CTBA, 2007 ; [10])

Essence de bois	Classes de résistance maximales (CTBA, 2007)	Module moyen d'élasticité axial (MPa) à 12% d'humidité (AFNOR, 2009 ; [10])
Sapin – Epicéa – Mélèze	C30	12000
Douglas – Peuplier	C24	11000
Pins sylvestre et maritime	C30	12000
Châtaignier	D30	11000
Acacia - Chêne	D35	12000
Azobé	D60	17000
Hêtre		10500

Du fait des conditions spécifiques liées à l'emploi des pieux en bois dans le sol (battage des pieux, variation de la teneur en humidité et de la température dans le sol), les valeurs présentées dans le Tableau I-4 et le Tableau I-5 ne sont probablement pas adaptées pour ce type d'utilisation. Néanmoins, en l'absence de données propres aux pieux en bois, il est tout de même possible d'utiliser ces jeux de paramètres.

1.4.3.2 Corrélations entre les modules d'élasticité et de cisaillement du bois

En raison de la complexité des procédures d'essais de torsion et de cisaillement, le module de cisaillement du bois est généralement déterminé à partir de son module élastique. Ce dernier peut être mesuré à partir d'essais de compression axiale d'éprouvette, ou bien évalué à partir de la littérature dans laquelle il est largement documenté.

La valeur du rapport $\frac{E_{moy,Long}}{G_{moy}}$ calculée à partir des données présentées dans le Tableau I-4, est

indépendante des classes de résistance et de la nature du bois (résineux ou feuillus) et est égale à 16.

La valeur de ce ratio a été établie dans les années 1970 par Bodig et Goodman, (1973), cités par Khokhar, (2011), à partir d'essais de torsion et de compression effectués sur des éprouvettes de bois clair.

D'autres études réalisées par Hindman et al., (2001), cités par Khokhar, 2011 ; Chui, (1991) ont néanmoins montré que ce ratio n'était pas constant et qu'il variait en fonction de l'essence étudiée.

Les résultats de l'étude menée par Khokhar, (2011) sur des planches d'épicéas sitka et norvégien de classes C16 et C34 et de longueur variant entre 2,4 et 3,6 m ont mis en évidence qu'il n'existait pas de relation significative entre les modules d'élasticité et de cisaillement de chaque essence (Figure I-18).

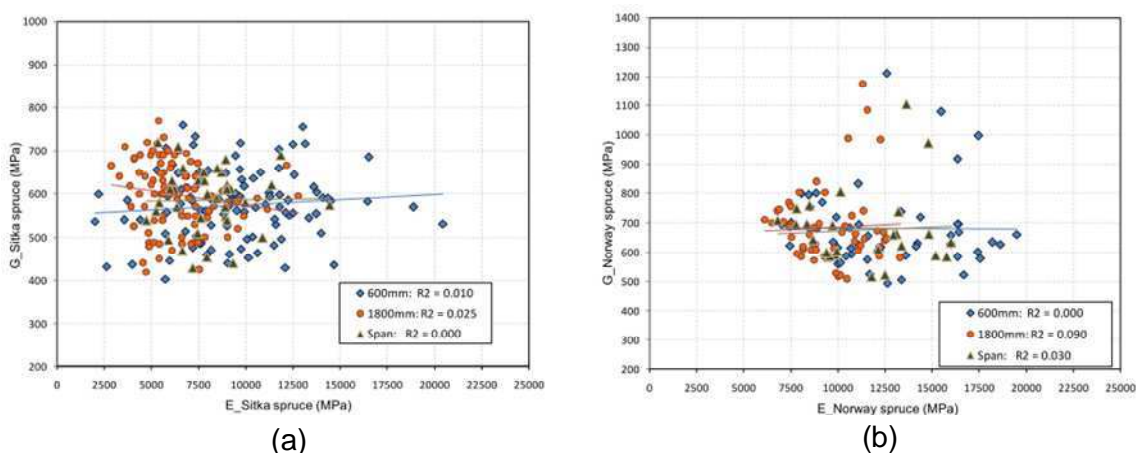


Figure I-18. Corrélations entre le module de cisaillement et le module d'élasticité des épicéas sitka (a) et norvégiens (b) (Khokhar, 2011)

L'auteur a justifié l'absence de corrélation entre ces deux paramètres par des directions d'application des contraintes différentes lors des mesures des modules d'élasticité et de cisaillement :

- Le module d'élasticité a été mesuré suite à l'application d'une contrainte parallèle aux fibres du bois, qui ont été allongées ou raccourcies dans la direction longitudinale ;
- Le module de cisaillement du bois a été déterminé lors d'essais de torsion des échantillons. Les contraintes de cisaillement, dont les directions étaient tangentielles à la section transversale de l'éprouvette, ont déformé le bois, mais les fibres n'ont pas été allongées ou raccourcies dans la direction longitudinale.

Ces deux paramètres pourraient être corrélés à partir du coefficient de Poisson ν dans le cas d'un matériau isotrope. Néanmoins, le bois étant un matériau anisotrope, l'équation

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

n'est pas vérifiée.

Enfin, l'étude menée sur des planches d'épicéa norvégien de dimensions 50×150×3900 mm par Olsson et Källsner, (2012) a confirmé les résultats obtenus par Khokhar, (2011). Les auteurs ne sont pas parvenus à déterminer de relation significative entre le module d'élasticité et le module de cisaillement, les coefficients de corrélation entre ces deux paramètres étant égaux à 0,01 (Figure I-19a) et 0,03 (Figure I-19b).

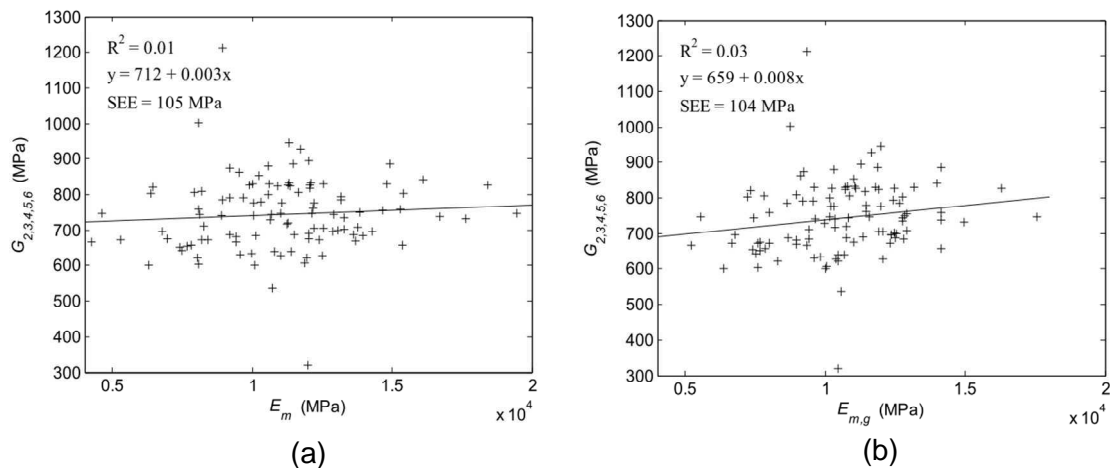


Figure I-19. Corrélation entre le module de cisaillement et le module l'élasticité (épicéas norvégiens) (Olsson et Källsner, 2012)

1.4.3.3 Propriétés mécaniques des pieux en bois retenues aux Etats-Unis

Aux Etats-Unis, les propriétés géométriques et mécaniques des pieux en bois (résistances à la compression, à la flexion et au cisaillement, conicité des pieux en fonction de leur longueur et des diamètres en pointe et en tête, etc.), ainsi que les procédures d'essais à respecter pour les évaluer sont détaillées dans les normes rédigées par l'organisme de normalisation américain (ASTM) et intitulées [ASTM D 25, \(1991\)](#), [ASTM D 2899, \(1995\)](#) et [ASTM D 2555, \(1998\)](#). L'ensemble de ces propriétés a été repris dans le document « Timber Pile Design and Construction Manual » rédigé par l'institut américain « American Wood Preservers Institute » ([AWPI, 2002](#)).

Le Tableau I-6 présente, pour certaines essences, quelques uns de ces paramètres établis dans ce document.

Tableau I-6. Contraintes et modules d'élasticité des essences (modifié d'après [AWPI, 2002](#))

Essences	Compression axiale (kPa)	Flexion (kPa)	Cisaillement perpendiculaire aux fibres (kPa)	Compression perpendiculaire aux fibres (kPa)	Module d'élasticité (MPa)
Pin du Sud	8270	16540	758	1723	10338
Douglas	8615	16885	793	1585	10338
Chêne rouge	7581	16885	930	2412	8615
Pin rouge	6203	13094	586	1068	8821

Ce document fait également office de guide normatif pour le dimensionnement des pieux en bois. Les différentes méthodes de dimensionnement y sont détaillées en fonction de la nature des terrains.

1.5 Durabilité du bois

1.5.1 Dégradation biologique du bois

La dégradation biologique du bois se produit en présence d'eau et d'oxygène. La combinaison de ces deux facteurs conduit au développement de champignons (dégradation fongique) et d'insectes (capricornes, lyctus) qui altèrent ses propriétés mécaniques (Dupraz et al., 2009). Ce phénomène intervient généralement lorsque le bois est soumis à des conditions de marnage, caractérisées par une alternance de cycles d'humidité et de sécheresse. Ses conséquences sur ses propriétés mécaniques et la structure supérieure de l'ouvrage sont alors multiples :

- Une excavation de 6 m de profondeur réalisée à proximité d'un bâtiment fondé sur des pieux en bois à Gijón en Espagne (Gayarre et al., 2009) a entraîné un abaissement du niveau de la nappe sur une hauteur de 90 cm. Suite à l'émersion des têtes des pieux, le bois a été partiellement dégradé par des champignons et insectes, conduisant à un tassement différentiel du bâtiment d'environ 35 cm ;
- Au cours des dernières décennies, suite aux variations de la nappe sous le parlement allemand à Berlin (Katzenbach et Ramm, 2006), les attaques fongiques des pieux en bois situés sous le bâtiment ont entraîné des dégradations variables de l'aubier et conduit à une diminution de sa résistance à la compression.

1.5.2 Classes de risque et de durabilité du bois

Les conditions environnementales et la dégradation du bois par des agents extérieurs (insectes et champignons) jouent un rôle important dans la durabilité des ouvrages. A cet effet, les risques de biodégradation sont pris en compte en définissant de classes de risque associées à des situations de service. Des classes de durabilité du bois sont également définies et présentées par la suite.

1.5.2.1 Classes de risque du bois

Cinq classes de risque, correspondant chacune à une situation de service particulière et à des risques biologiques, sont définis dans la norme française NF EN 335-2 (AFNOR, 2007) (Tableau I-7). La classe 1 représente un faible risque biologique et la classe 5 un risque important de dégradation. Les essences sont intégrées dans les différentes classes de risque en fonction de leur durabilité naturelle.

Tableau I-7. Classes de risque des bois (modifié d'après norme NF EN 335-2 (AFNOR, 2007))

Classes de risque	Situations de service	Exemples d'emploi	Zone sensible	Risques biologiques	Durabilité naturelle essences
1	Bois sec, humidité toujours inférieure à 20 %	Menuiseries intérieures à l'abri de l'humidité : parquets, escaliers, etc.	2 mm	Insectes, termites dans les régions infestées	Toutes sauf sapin, épicéa, hêtre et Ayous
2	Bois sec mais dont l'humidité peut occasionnellement dépasser 20 %	Charpente, ossature correctement ventilée	2 mm	Insectes, champignons de surface, termites dans les régions infestées	Toutes sauf sapin, épicéa, hêtre et Ayous
3	Bois à l'humidité fréquemment supérieure à 20 %	Toute pièce de construction ou menuiserie extérieure soumise à la pluie. Pièce abritée, mais en atmosphère condensante	Toute la partie humidifiable de la zone non durable naturellement	Pourritures, insectes, termites dans les régions infestées	Toutes sauf sapin, épicéa, hêtre, Ayous, pin sylvestre
4	Bois à une humidité toujours supérieure à 20 %	Bois horizontaux en extérieur et bois en contact avec le sol ou une source d'humidification prolongée ou permanente		Pourritures, insectes y compris termites	Châtaignier, robinier, Doussié, Iroko (bois africains), Teck d'Asie
5	Bois en contact permanent avec l'eau de mer	Piliers, pontons, bois immergés		Pourritures, insectes, térébrants marins	X

Les pieux en bois étant généralement en contact avec une source d'humidification prolongée (pieux battus dans le sol), ou en contact permanent avec l'eau de mer (ouvrages maritimes, côtiers et portuaires), les classes de risque n°4 et n°5 sont associées à ces situations de service. Les risques de dégradation biologique sont alors élevés.

1.5.2.2 Classes de durabilité du bois

Les classes de durabilité du bois sont détaillées dans la norme NF EN 350-2 (AFNOR, 1994). Elles ont été établies à partir de tests simples consistant à enfouir partiellement dans le sol des poteaux en bois de dimensions 50x50 mm. Plus la longévité du duramen (bois parfait) des poteaux est élevée dans le sol, plus le bois est considéré comme durable. Les essences sont classées en fonction de leur degré de résistance aux champignons. La dégradation par des insectes n'a pas été prise en compte.

Le Tableau I-8 présente les différentes classes de durabilité et les principales essences de bois associées.

Tableau I-8. Classes de durabilité des bois (modifié d'après la norme NF EN 350-2 (AFNOR, 1994))

Classe	Description	Exemples d'essences
I	Très durable (>25 ans)	Acacia Essences tropicales
II	Durable (15 à 25 ans)	Chêne d'Europe Châtaignier Acacia
III	Moyennement durable (10 à 15 ans)	Chêne d'Europe
IV	Peu durable (5 à 10 ans)	Chêne rouge d'Amérique Pin Hêtre
V	Très peu durable (<5 ans)	Hêtre

1.5.3 Imprégnabilité et traitements des bois

Les premiers traitements du bois sont apparus aux Etats-Unis dans les années 1800 lors du développement des chemins de fer. Ils ont permis de limiter la vulnérabilité de ce matériau face aux attaques biologiques par des champignons et des insectes.

Les deux principales méthodes de traitement du bois actuellement utilisées sont le trempage et l'imprégnation par injection en autoclave (procédé de vide et pénétration du produit dans le bois).

La norme française NF EN 350-2 (AFNOR, 1994) classe les essences de bois en quatre catégories dépendant du degré d'imprégnabilité du duramen (bois parfait) et de l'aubier :

- Imprégnables ;
- Moyennement imprégnables ;
- Peu imprégnables ;
- Non imprégnables.

A titre d'exemple, les duramens du chêne et du pin maritime ne sont pas imprégnables mais les aubiers le sont. Le duramen du châtaignier n'est pas imprégnable, tandis que l'aubier l'est moyennement. Enfin, l'érable et le hêtre le sont intégralement.

Les deux produits les plus utilisés au cours des dernières décennies dans le traitement du bois ont été la créosote (mélange d'hydrocarbures) et un mélange de cuivre, de chrome et d'arsenic connu sous le nom de CCA (arséniate de cuivre chromé). La créosote a été largement utilisée dans le traitement des traverses des voies de chemins de fer et des ponts car elle rendait le bois insensible à l'eau. La CCA a été développée dans les années 1930 et a été utilisée dans de nombreux pays du fait de ses propriétés insecticides qui la rendaient très efficace face aux attaques biologiques.

Ces deux produits sont actuellement utilisés aux Etats-Unis. La créosote était, il y a encore quelques années, le produit le plus employé dans les traitements du bois, mais l'augmentation du coût des matières premières nécessaires à sa fabrication a limité son utilisation. Aujourd'hui, 90 à 95 % des pieux en bois en pin jaune battus aux Etats-Unis sont traités à la CCA. La créosote est uniquement utilisée dans les sols acides et corrosifs. L'usage de ces deux produits est néanmoins contrôlé par des normes rédigées par l'association américaine de conservation du bois (AWPA).

L'emploi de la créosote est interdit en Europe depuis 2002 à l'intérieur des locaux et pour certains usages externes. Elle est considérée, depuis 2003, comme une substance cancérigène. Sa commercialisation est interdite en France depuis cette date (en s'appuyant sur un arrêté datant de 1997 et relatif aux limitations de mise sur le marché et d'emploi de certains produits contenant des substances dangereuses).

Dès les années 1990, les pays européens ont légiféré sur l'usage de la CCA dans la conservation du bois. En France, les conditions de mises sur le marché des produits à base d'arsenic ont été réglementées en 2004 (Décret n° 2004-1227 du 17 novembre 2004 relatif aux conditions de mise sur le marché et d'emploi de l'arsenic et de ses composés, du colorant bleu, du pentabromodiphényléther et de l'octabromodiphényléther). Le traitement du bois avec ce produit est notamment interdit en France depuis cette date.

Après avoir présenté les propriétés mécaniques et de durabilité du matériau bois, nous allons étudier dans la deuxième partie de ce chapitre les caractéristiques géométriques des pieux ainsi que leur mise en œuvre dans le sol par battage.

2 Les pieux en bois – caractéristiques géométriques et battage

2.1 Caractéristiques géométriques des pieux

2.1.1 Diamètre et longueur des pieux

2.1.1.1 Diamètres et longueurs des pieux – dispositif d’entures

A l’époque où les pieux en bois étaient encore utilisés en France sur les chantiers de construction, leur diamètre et leur longueur étaient variables et dépendaient de nombreux paramètres comme :

- la ressource naturelle disponible à proximité du chantier ou importée ;
- la profondeur d’encastrement des pieux dans le sol suite au battage et à l’évaluation empirique de leur charge portante à partir des formules dynamiques (Chapitre V, § 1.1).

La ressource naturelle disponible intervenait dans le choix des dimensions des pieux dans la mesure où leur diamètre et leur longueur étaient limités par ceux des arbres.

Les campagnes de recensement des essences peuplant les forêts françaises, ainsi que l’étude des propriétés géométriques des arbres réalisées par l’INIGF entre 2005 et 2007 ont permis d’estimer la hauteur moyenne des arbres en fonction de leur diamètre (Figure I-20). La Figure I-20 donne ainsi un ordre de grandeur des diamètres maximaux des pieux disponibles en fonction de leur longueur.

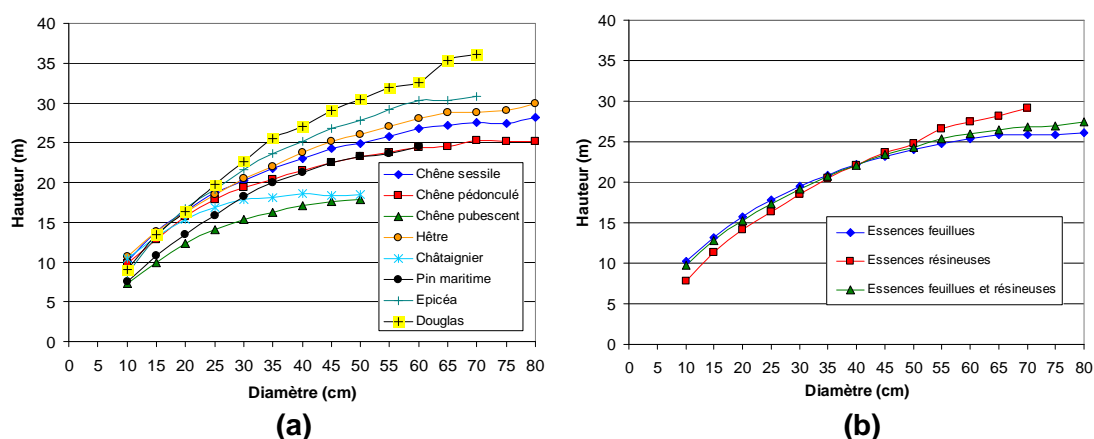


Figure I-20. Variation de la hauteur moyenne des arbres en fonction de leur diamètre pour les différentes essences (a), les feuillus et les résineux (b) (modifié d’après des données brutes de l’INIGF mesurées lors d’une campagne entre 2005 et 2007)

Selon Mesqui, (1986), les diamètres des pieux en bois utilisés dans les fondations des ouvrages et des bâtiments étaient généralement compris entre 25 et 35 cm, mais pouvaient atteindre exceptionnellement 40 cm. Selon l'auteur, les longueurs des pieux variaient en moyenne entre 4 et 12 m.

On verra également, dans le Chapitre II, § 1.7 que parmi l'ensemble des ponts routiers français identifiés sur des pieux en bois :

- 83 % d'entre eux ont été bâtis sur des pieux de longueurs variant entre 2 et 15 m, les 17 % restants reposant sur des pieux de longueurs supérieures à 15 m ;
- 83 % d'entre eux ont été bâtis sur des pieux dont les diamètres étaient compris entre 25 et 35 cm, les 17 % restants reposant sur des pieux de diamètres variant entre 20 et 25 cm et entre 35 et 40 cm.

Les dimensions des pieux en bois étant limitées par celles des arbres, les constructeurs employaient des dispositifs d'enture (technique d'aboutage) constitués de pièces en fer (goujons, éclisses) (Figure I-21) pour augmenter leur longueur. Les entures étaient également utilisées durant la phase de battage lorsque la hauteur de chute de la masse frappante était trop importante ou lorsque les têtes des pieux avaient été préalablement recépées.

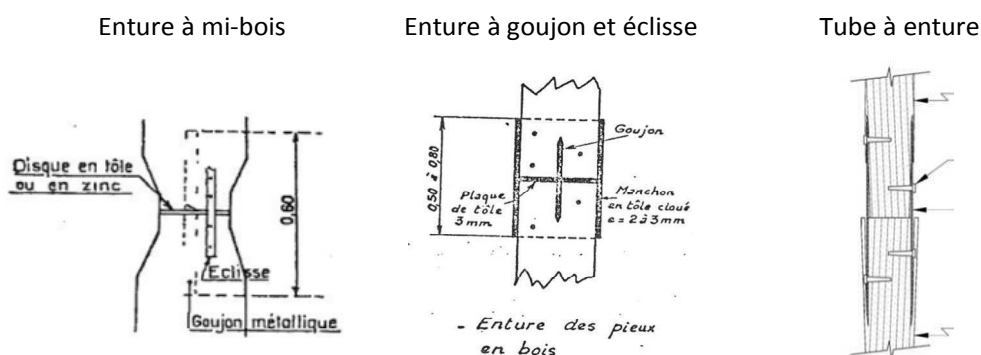


Figure I-21. Dispositifs d'enture (Davidian, 1969 ; Spencer, 2009)

2.1.1.2 Formules empiriques reliant les diamètres aux longueurs des pieux

Selon Davidian, (1969), les pieux en bois devaient être conformes à un certain nombre de règles empiriques et respecter les critères géométriques et structuraux suivants (l'auteur n'a pas mentionné les époques au cours desquelles ces règles ont été établies et appliquées) :

- Les pieux ne devaient pas présenter de défauts particuliers (fentes, moisissures) pouvant altérer leur résistance ou leur durabilité ;
- L'axe entre les centres de la pointe et de la tête des pieux devait se situer à l'intérieur des pieux. La flèche ne devait pas excéder 1/100 de leur longueur ;
- Le rapport entre le diamètre de la tête et celui de la pointe devait être inférieur à 1,5, ce qui représentait, pour un pieu de 10 m de longueur avec un diamètre en tête de 30 cm, une conicité maximale de 5 mm/m (Chapitre I, § 2.1.2.1) ;
- Dans les terrains résistants, le diamètre à mi-longueur des pieux devait être inférieur à 1/30 de leur longueur et dans les terrains meubles, supérieur à 1/40 de leur longueur.

Le diamètre minimum des pieux en bois dépendait de leur longueur et était déterminé à partir de formules empiriques (Tableau I-9). Le rapport entre la hauteur et le diamètre moyen des pieux correspondait à l'élancement.

Tableau I-9. Formules donnant le diamètre des pieux en bois en fonction de leur longueur (Davidian, 1969 ; Bellidor, 1765)

Auteurs	Formules	Conditions d'application
B (m) était le diamètre mesuré à mi-longueur du pieu et L (m) sa longueur		
Perronet (1708-1794)	$B = 0,24 + 0,015 \times (L - 4)$	Longueur du pieu supérieure à 4 m
Formule moderne (date inconnue)	$B = 0,30 + 0,015 \times (L - 6)$	Longueur du pieu supérieure à 6
Règle empirique (date inconnue)	$B = 0,15 + 0,02L$	
Bellidor (1765)	$\frac{L}{B} = 12$	B était exprimé en pouces et L en pieds

Après la seconde guerre mondiale, en 1947, le Ministère Français de la Reconstruction et de l'Urbanisme a publié le REEF (Recueil des éléments utiles à l'Etablissement et à l'Exécution des projets et marchés du bâtiment en France) contenant les règles suivantes (Davidian, 1969) :

- Les diamètres de la tête et de la pointe des pieux en bois devaient être respectivement supérieurs à 12 et 23 cm ;
- La somme des périmètres en pointe et en tête devait être supérieure à 1,15 m pour des pieux de longueur supérieure à 10 m.

2.1.2 Conicité des pieux

2.1.2.1 Définition et ordres de grandeur

Le tronc d'arbre destiné à devenir un pieu en bois est naturellement conique : la base du tronc (correspondant généralement à la tête du pieu) présente un diamètre supérieur à celui de la cime (pointe du pieu). Les pieux coniques s'opposent donc aux pieux à section droite pour lesquels les diamètres en tête et en pointe sont égaux.

Selon la norme ASTM D 25, (1991), la conicité ω du pieu (exprimée en degré ou en mm/m) est définie à partir de l'expression générale suivante (Figure I-22) :

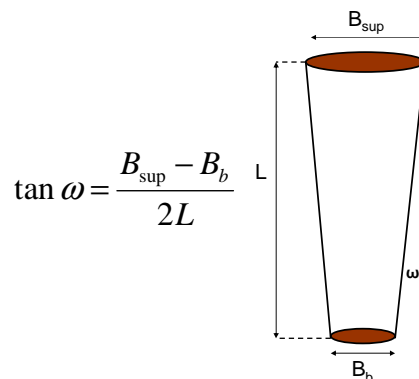


Figure I-22. Conicité des pieux en bois (modifié d'après AWPI, 2002)

Cette définition de la conicité a été reprise dans l'ouvrage « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002).

Les croissances longitudinale et radiale de l'arbre dépendent de nombreux facteurs environnementaux, comme la composition du sol à proximité, l'exposition à la lumière solaire, ou encore les conditions climatiques. L'ensemble de ces facteurs agit donc sur la conicité de l'arbre.

Dans la mesure où ce paramètre n'était pas le principal critère de sélection d'une essence de bois par rapport à une autre, aucune règle spécifique n'a été établie au cours des siècles précédents. La géométrie des pieux dépendait principalement de la ressource naturelle disponible.

Cependant, les recommandations établies par le Ministère Français de la Reconstruction et de l'Urbanisme dans le REEF en 1947 (Davidian, 1969) donnent quelques indications sur la conicité des pieux en bois battus dans le sol en fonction de leur diamètre en pointe, en tête et de leur longueur (Tableau I-10).

Tableau I-10. Longueur, diamètre en pointe et en tête et conicité des pieux (modifié d'après Davidian, 1969)

Longueur des pieux (m)	Diamètre mesuré à 1 m sous la tête (cm)	Diamètre en pointe (cm)	Conicité des pieux (mm/m)
5	20 à 22 jusqu'à 25	9 à 13 jusqu'à 15	9
7,5	22 à 24 jusqu'à 27	10 à 16	7,8
10	22 à 25 jusqu'à 30	10 à 19	5,8
12,5	25 à 26 jusqu'à 35	12 à 18 jusqu'à 20	5,6
15	25 à 29 jusqu'à 40	13 à 20	5,3

Aux Etats-Unis, l'utilisation intensive des pieux en bois a conduit l'organisme de normalisation américain (ASTM) à définir des valeurs minimales des diamètres en pointe des pieux en fonction de leur longueur et de leur diamètre en tête (mesure effectuée à trois pieds (90 cm) sous la tête des pieux). Ces trois paramètres permettent d'établir les conicités maximales des pieux (Tableau I-11).

Tableau I-11. Conicité maximale des pieux en fonction de leur diamètre en tête et de leur longueur (modifié d'après AWPI, 2002)

Diamètre minimum tête de pieu (cm)	17,8	20,2	22,6	25,1	28,3	30,7	33,1	35,6	38,0	40,4	46,1
Longueur pieu (m)	Conicité maximale (mm/m)										
6,1	4,0	6,0	8,0	8,6	8,6	8,6	8,6				
7,6	3,2	4,8	6,4	7,4	7,7	8,0	7,7	7,7			
9,1	2,7	4,0	5,3	6,6	7,1	7,1	7,1	7,1			
10,7				5,7	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4		
12,2				5,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0		
13,7					5,6	5,7	5,9	5,9	5,9	5,9	
15,2					5,0	5,6	5,8	5,8	5,8	5,8	
16,8						5,2	5,7	5,7	5,7	5,7	6,1
18,3						4,9	5,5	5,6	5,6	5,6	5,7
19,8						4,5	5,1	5,4	5,7	5,7	5,9
21,3						4,2	4,7	5,3	5,8	5,8	5,8
22,9							4,4	5,0	5,5	5,7	5,8
24,4							4,1	4,6	5,1	5,6	5,8
25,9							3,9	4,4	4,8	5,3	5,7
27,4							3,7	4,1	4,6	5,0	5,5
29,0							3,5	3,9	4,3	4,7	5,3
30,5							3,3	3,7	4,1	4,5	5,2

Les ordres de grandeur des conicités indiquées dans le Tableau I-11 sont similaires à ceux définis par le Ministère Français de la Reconstruction et de l'Urbanisme (Tableau I-10) sur la plage de longueurs 0-15 m et évoluent peu au-delà.

2.1.2.2 Influence de la conicité des pieux sur leur portance

Les nombreuses études publiées dans la littérature et réalisées à partir d'essais en laboratoire ou *in situ* ont montré que la portance limite des pieux en bois, en béton ou en acier coniques était supérieure à celle des pieux à section droite.

Le Tableau I-12 détaille quelques résultats de ces études. La prise en compte de la conicité des pieux dans les formules de dimensionnement est présentée dans le Chapitre V, § 1.2.2.

Tableau I-12. Résultats d'étude sur l'influence de la conicité des pieux sur leur résistance

Auteurs	Caractéristiques des pieux et du sol	Résultats de l'étude
Blanchet et al., (1980)	Pieux en bois de 15 m de long. Diamètres moyens égaux à 27,5 cm	La conicité des pieux en bois (égale à 10 mm/m selon les auteurs) conduit à une augmentation de la réaction latérale du sol lors de la phase de battage et à doubler la résistance de frottement par rapport à celle des pieux à section droite.
Tavenas, (1971)	Pieux en bois coniques de longueurs comprises entre 6 et 10,5 m et de diamètres égaux à 25,5 cm. Pieux battus dans du sable au Québec	La conicité des pieux en bois égale à 10 mm/m multiplie la valeur de la résistance de frottement par un facteur compris entre 1,5 et 2,5.
Tomlinson, (1969)	Etudes réalisées sur des pieux en béton, en acier et en bois (coniques et à section droite) battus dans l'argile	La résistance de frottement des pieux coniques est supérieure à celle des pieux à section droite. L'auteur explique les différences observées par le fait que les vides formés par les vibrations induites lors du battage des pieux coniques dans un sol normalement consolidé se referment davantage qu'avec les pieux à section droite. Le facteur d'adhérence au Danemark utilisé dans le calcul de la résistance de frottement des pieux à section droite (méthode α - c_u , Chapitre V, § 1.2.1.1) est multiplié par 1,2 pour les pieux coniques.
Paik et al., (2009)	Etude réalisée en laboratoire sur des pieux en acier dans le sable <ul style="list-style-type: none"> à section droite (longueurs et diamètres égaux à 0,7 m et 6 cm) coniques (longueurs et conicité égales à 0,7 m, 18 mm/m (soit 1°) et 25,5 mm/m (soit 1,5°)) 	La résistance de frottement des pieux augmente avec la conicité, indépendamment de la densité et de l'état de contrainte dans le sable. Elle est en moyenne 20 % plus élevée que celle des pieux à section droite. En revanche, la résistance de pointe augmente avec la conicité des pieux dans le sable moyennement dense ($D_R=55\%$) et diminue avec la conicité dans le sable dense ($D_R=86\%$) (écart de 30 % entre le pieu à section droite et le pieu conique (18 mm/m)). La portance limite du pieu à section droite est atteinte pour un tassement équivalent à 2 % de son diamètre, contrairement aux pieux coniques qui l'atteignent pour un tassement égal à 40 % de leur diamètre.
El Naggar et Wei, (1999)	Pieux en acier à section droite (longueur et diamètre égaux à 1,52 m et 16,8 cm) et coniques (longueurs et conicités égales à 1,52 m et 16,7 mm/m (0,95°)). Pieux battus dans du sable lâche ($D_R=18,4\%$) et moyennement dense ($D_R=32,7\%$)	La portance limite du pieu conique en compression (conicité égale à 16,7 mm/m) est 35 à 40 % supérieure à celle du pieu à section droite dans le sable moyennement dense. La résistance à la traction du pieu conique (16,7 mm/m) est 14 % plus faible que celle du pieu à section droite.

2.1.3 Géométrie des pieux en fonction de leur utilisation

La géométrie des pieux en bois mis en œuvre dans les constructions dépendaient de leur usage.

Les pieux de fondation des ouvrages et bâtiments étaient en majorité des grumes, cylindriques, écorcées ou non (Figure I-23). Ils n'étaient donc pas préalablement travaillés.



Figure I-23. Pieux de fondation en bois cylindriques, écorcés ou bruts

Certains pieux équarris servant à supporter à la fois le cadre et la semelle de charpente de ponts romains ont néanmoins été découverts à Mayence, Cologne ou Trèves (situés sur le Rhin ou la Moselle).

Selon [8], les pieux circulaires présentent certains avantages par rapport aux pieux équarris :

- Dans les zones de marnage, les pieux équarris possèdent en moyenne une longévité plus faible que celle des pieux circulaires dans la mesure où l'épaisseur de bois entre la surface latérale extérieure du pieu équarri et le duramen (épaisseur constituée de l'écorce, du liber, du cambium et de l'aubier, Figure I-1) est plus faible que celle des pieux circulaires ;
- Une fois battus dans l'eau, la forme des pieux en bois équarris conduit à générer des zones de turbulences en aval du pieu, augmentant ainsi le risque d'affouillement et de rupture du pieu (Figure I-24).

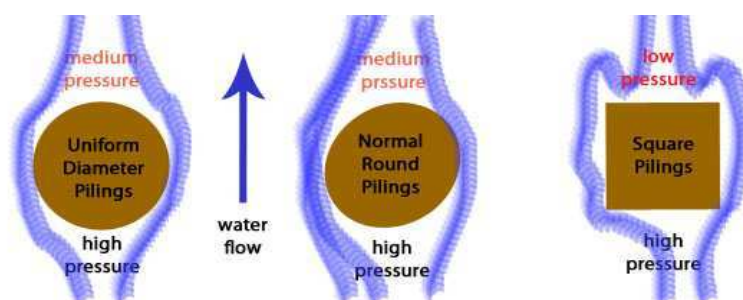


Figure I-24. Influence de la géométrie des pieux sur l'écoulement de l'eau [8]

Les pieux équarris étaient majoritairement utilisés dans les constructions de batardeaux, sous formes de palplanches ou de berlinoises (Figure I-25) : l'équarrissage permettait aux pieux d'être jointifs et donc de limiter les arrivées d'eau à l'intérieur du batardeau. On rappelle que les batardeaux étaient des enceintes destinées à la retenue d'eau provisoire dans lesquelles les ouvriers pouvaient travailler à sec.

Certains bâtisseurs exigeaient parfois que les pieux équarris soient rainurés afin d'assurer une meilleure étanchéité (Mesqui, 1986).

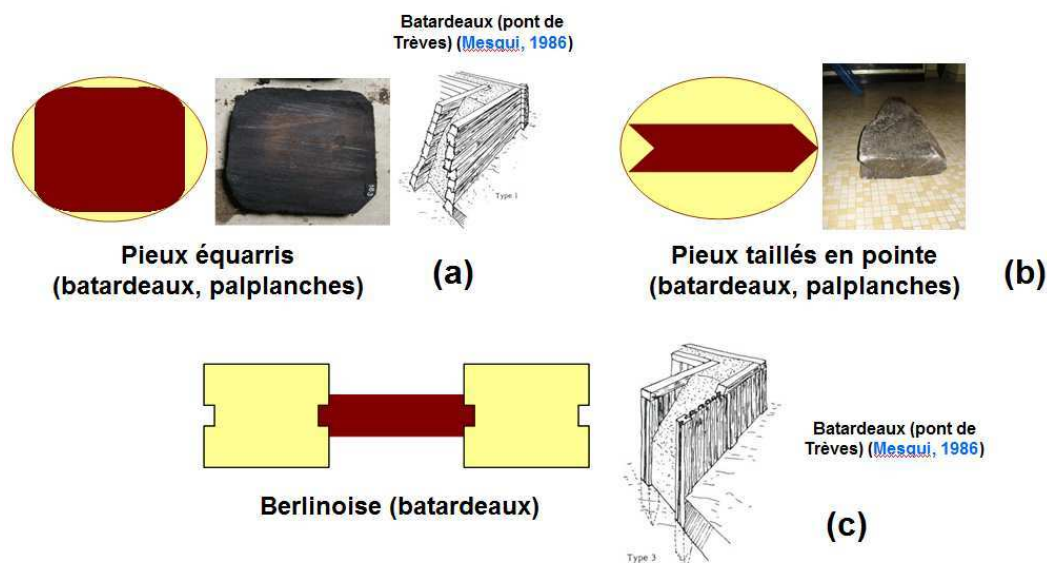


Figure I-25. Pieux équarris (a), pieux taillés en pointe (b) et berlinoise (c)

2.2 Battage des pieux en bois dans le sol

2.2.1 Géologie des terrains adaptée au battage des pieux en bois

2.2.1.1 Classification des sols

Jusqu'à l'époque moderne (17^{ème} – 18^{ème} siècle), l'absence de technique de reconnaissance des sols empêchait les bâtisseurs d'identifier la nature des sols dans lesquels les pieux en bois étaient battus.

A partir du milieu du 18^{ème} siècle, des classifications sommaires ont été établies dans les documents de référence. [Bellidor, \(1765\)](#) a différencié, dans son ouvrage, trois natures de sols :

- *Le tuf et le rocher ;*

Le tuf et le rocher étaient facilement reconnaissables par leur grande résistance mécanique.

- *Le sable ;*

Le sable était divisé en deux catégories, le sable ferme et le sable qualifié de « mouvant ». Les pieux pouvaient être fichés dans le sable ferme, tandis que le sable qualifié de « mouvant » présentait une faible résistance mécanique. La distinction entre ces deux natures de sable était effectuée avec des sondages à la tarière.

- *La terre ;*

[Bellidor, \(1765\)](#) distinguait quatre natures de terre différentes : la terre ordinaire, la terre grasse, la glaise et la tourbe. La terre ordinaire était située dans les terrains « secs » à de faibles profondeurs. La terre grasse était composée de vase sans consistance. La glaise était située en profondeur ou proche du terrain naturel. Enfin, la tourbe, de couleur noire, était caractéristique des milieux aquatiques et marécageux.

2.2.1.2 Influence de la nature du sol sur les conditions de battage

Les conditions de battage des pieux en bois dépendaient de la nature et des caractéristiques mécaniques des couches de sol traversées. Deux types de refus pouvaient être différenciés lors de la phase de battage des pieux :

- Le refus pouvait être atteint lorsque la pointe était encastrée dans une couche considérée comme « incompressible » (Maillard, 2006). Un facteur de sécurité sur la portance dynamique théorique des pieux calculée à partir des formules de battage était alors appliqué (Chapitre V, § 1.1.2) ;
- Le refus pouvait être atteint lorsque la résistance dynamique du pieu était supérieure à la charge appliquée par la masse frappante (Chapitre I, § 2.2). La pointe n'était pas encastrée dans une couche incompressible et le pieu était flottant.

Le Tableau I-13 présente le comportement des pieux en bois et les types de refus rencontrés lors de la phase de battage de pieux en bois dans différentes natures de sols par l'ingénieur Gauthey au 18^{ème} siècle (Maillard, 2006).

Tableau I-13. Comportement des pieux dans différentes natures de sols (modifié d'après Maillard, 2006)

Nature du sol	Comportement du pieu dans le sol	Type du refus	Possibilité de ficher le pieu
Argile raide + gravier	Sols de trop grande compacité pour battre un pieu	Refus en pointe	Oui (pieux encastrés)
Tuf			
Glaise + gravier			
Sable (compact)	Enfoncement aisé au début (fiche faible) puis augmentation de la résistance de frottement jusqu'au refus	Refus par frottement	Non (pieux flottants)
Vase	Augmentation de la résistance de frottement le long du pieu, mais n'entraînant pas un refus		Oui, mais dans une couche sous-jacente
Argile de faible compacité			
Sable de faible compacité			
Rocher	Sols de trop grande compacité pour battre un pieu	Refus en pointe	Oui (pieux encastrés)

2.2.2 Les machines de battage

Le battage des pieux en bois dans le sol consistait à soulever une masse frappante, appelée également mouton, jusqu'à une certaine hauteur, puis à la laisser tomber, sous l'effet de son propre poids ou en l'accélégrant jusqu'à l'impact avec la tête du pieu. L'onde de choc produite entraînait la pénétration du pieu dans le sol par refoulement. Un système de guidage permettait d'assurer la verticalité de la masse frappante et la précision du point d'impact afin de limiter les pertes énergétiques (Figure I-26). La masse frappante était reliée au guide de battage par l'intermédiaire d'une poulie de faisceaux de cordes appelés tiraudes.

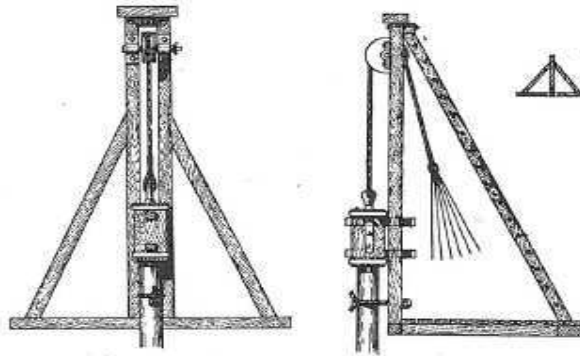


Figure I-26. Machine de battage munie d'un guide (Davidian, 1969)

Deux autres « outils » ont également été utilisés pour enfoncer les pieux en bois dans le sol :

- Le maillet était composé d'un rondin de bois (principalement en noyer) fretté aux deux extrémités sur lequel était fixé un manchon en chêne (Figure I-27a). L'ouvrier saisissait le manchon et venait frapper la tête du pieu. Cet outil était utilisé pour le battage des pieux de faible diamètre (inférieur à 12 cm selon Davidian, (1969)). Leur enfoncement dans le sol est alors limité à quelques mètres ;
- L'énergie cinétique acquise par le maillet étant relativement faible, les ouvriers utilisaient également un autre outil, la hie. Elle était constituée d'une partie centrale en bois ou en fer sur laquelle étaient fixés trois manchons inclinés (Figure I-27b). Ces derniers permettaient aux ouvriers de la soulever et de la lâcher au-dessus de la tête du pieu à partir d'une plate forme surélevée. La hie était utilisée pour des pieux de plus grands diamètres (compris entre 12 et 18 cm) que ceux battus avec le maillet (Davidian, 1969). La hie pouvait être également constituée d'un bâti et de tiraudes, mais n'était pas munie d'un guide de battage (Figure I-27c) (Mesqui, 1986).

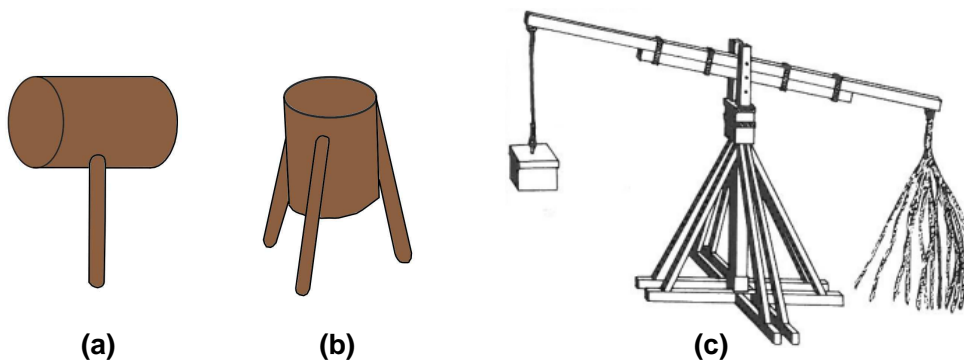


Figure I-27. Maillet (a) et hie (b et c) (Davidian, 1969 ; Mesqui, 1986)

Les machines de battage ont progressivement été automatisées au début du 19^{ème} siècle. Elles ont été successivement munies d'un treuil à vapeur, puis d'un treuil électrique. Aujourd'hui, les moteurs diesel et hydrauliques sont les plus utilisés pour le battage des pieux. Leur guide peut être fixe ou à rotation libre. Sa fonction première est de maintenir l'alignement du système de marteau avec le pieu, afin qu'il ne dévie pas de sa trajectoire lors de la phase de battage. Le guide fixe (Figure I-28a) ne possède pas de point de rotation avec la grue et reste

donc à une distance constante de la cabine de pilotage, tandis que le guide à rotation libre peut tourner librement à l'extrémité de la grue (Figure I-28b) ;

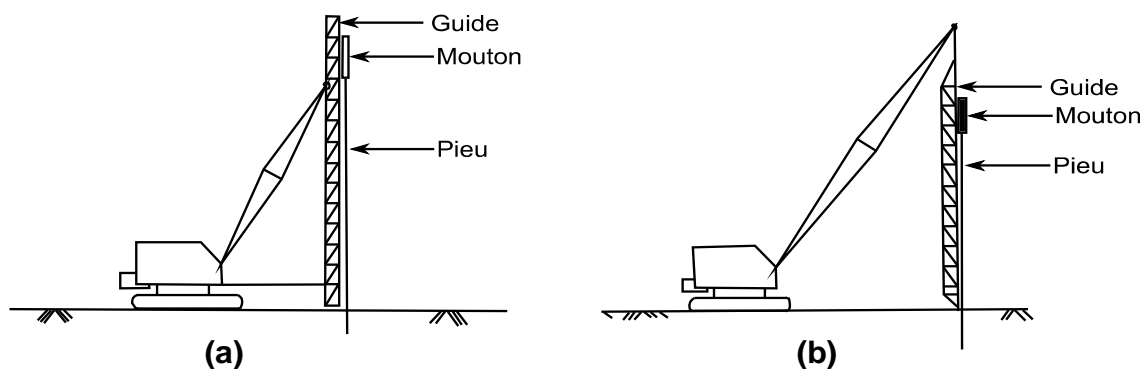


Figure I-28. Guides fixe (a) et à rotation libre (b) (AWPI, 2002)

2.2.3 Transmission d'énergie de la masse frappante au pieu

Janbu, (1952) a différencié quatre phases particulières lors du battage d'un pieu, de la chute de la masse frappante jusqu'à l'arrêt de l'enfoncement du pieu dans le sol sous son impact :

- La première phase consiste à soulever la masse frappante jusqu'à atteindre son énergie potentielle maximale (Figure I-29a) ;
- La masse frappante rentre ensuite en contact avec la tête du pieu et lui transmet son énergie. Des pertes énergétiques liées au frottement de la masse sur les rails du guide et dans l'air surviennent lors de sa chute (Figure I-29b) ;
- Le choc entre la masse frappante et le pieu s'accompagne d'une perte d'énergie liée à l'impact, aux vibrations du pieu transmises dans le sol et aux propriétés élastiques du casque (Chapitre I, § 2.2.5). Pour limiter les pertes énergétiques, l'établissement britannique BRE (Building Research Establishment) a inventé un casque hydraulique expérimental assurant la transmission de l'ensemble de l'énergie de la masse frappante au pieu et permettant d'ajuster les coups de la masse en fonction des ondes transmises dans le pieu (Nanninga, 1953) (Figure I-29c) ;
- Le pieu travaille en frottement et en pointe dans la quatrième phase et s'enfonce dans le sol (Figure I-29d).

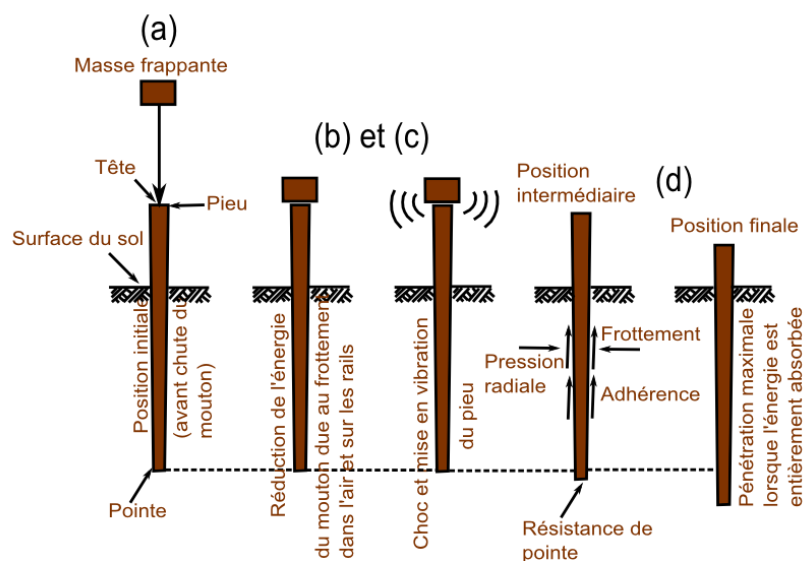


Figure I-29. Transmissions d'énergie et déplacement du pieu suite à un coup de la masse frappante (modifié d'après Janbu, 1952)

2.2.4 Nature des contraintes et propagation de l'onde de choc dans le pieu

La phase de battage conduit à l'apparition de quatre types de contraintes différentes dans le pieu en bois : des contraintes de compression et de traction et des contraintes de flexion

En effet, aux contraintes de compression ou traction axiales peuvent venir s'ajouter des contraintes de flexion résultant de l'excentrement du point d'impact de la charge.

Les travaux menés par Rausche et al., (1988), cités par Hussein et Rausche, (1991) ont montré que les caractéristiques des contraintes de compression axiales suite au choc de la masse frappante sur la tête du pieu dépendaient principalement du module d'élasticité et de la densité du bois. La contrainte de compression axiale dans le pieu en bois s'accompagne également d'une contrainte de compression transversale lors de l'impact entre la masse frappante et la tête du pieu.

Enfin, Hussein et Rausche, (1991) ont distingué trois configurations différentes lors de la propagation de l'onde de compression axiale dans le pieu (Figure I-30) :

- L'onde se propage dans le pieu jusqu'à la pointe, provoque un déplacement du pieu dans le sol puis est réfléchi avec une amplitude plus faible suite à une perte d'énergie lors du déplacement du pieu (Figure I-30a) ;
- Si l'onde de compression est supérieure à la résistance du pieu, ce dernier se fissure en tête. Selon Nanninga, (1953), la réduction des contraintes en tête du pieu peut être assurée par la mise en place d'un casque (Figure I-30b) ;
- Si la résistance du sol est trop faible et l'amplitude de l'onde réfléchi trop importante, le fût se fissure (Figure I-30c) ;

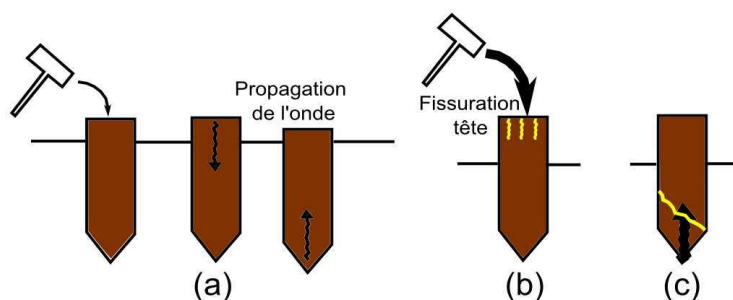


Figure I-30. Dommages causés au pieu lors de la phase de battage

2.2.5 Limitation des contraintes induites dans le pieu

Le Chapitre I, § 2.2.4 a présenté la nature des contraintes induites dans le pieu durant la phase de battage, ainsi que les conséquences du battage sur son intégrité.

Les pieux en bois étaient généralement équipés de protections en tête et en pointe afin de limiter leur fissuration et d'empêcher leur fracturation (fendage des têtes).

2.2.5.1 Protections en pointe du pieu

Les protections en pointe des pieux dépendaient de la nature des sols dans lesquels ils étaient battus :

- Dans les sols fins (sols limoneux ou argileux), les bâtisseurs brûlaient les pointes des pieux afin d'augmenter leur dureté et leur résistance (Mesqui, 1986) ;
- Dans les sols granulaires plus compacts (sols sablo-graveleux), les pointes des pieux étaient munies d'un sabot métallique permettant d'obtenir une meilleure pénétrabilité dans le sol (Maillard, 2006).

La Figure I-31 illustre les différents modes de rupture des pointes lorsqu'elles n'étaient pas protégées, ainsi que l'état d'une pointe d'un pieu prélevé sur une ancienne digue de la Saône (à Auxonne) et datée de 1673. La pointe présente seulement quelques fissures.

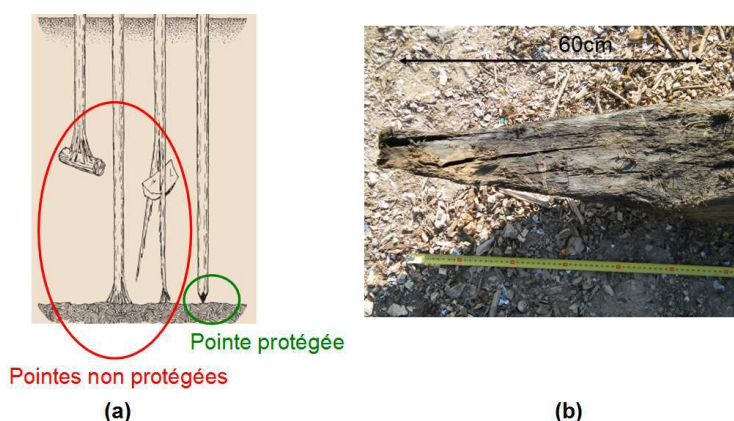
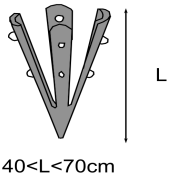
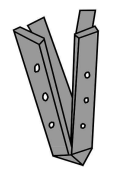
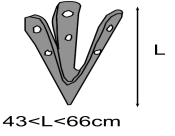

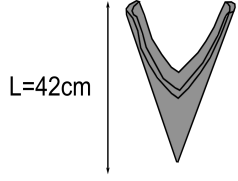


Figure I-31. Rupture des pieux battus sans protection de la pointe (DFP-Foundation-Product, 1993) (a) et pointe d'un pieu prélevée à Auxonne (2011) (b)

Les pointes des pieux étaient armées de sabots métalliques pour limiter les risques de rupture lors de la phase de battage. Le Tableau I-14 présente leur géométrie, ainsi que les ponts sous lesquels ils ont été découverts.

Tableau I-14. Modèles de sabots (modifié d'après Mesqui, 1986)

Nature du sabot	Types de sabots				
	Sabot à quatre languettes	Sabot à quatre languettes « soudées »	Sabot à trois languettes	Cône divisé	Cône à deux languettes
Illustration					
Date d'existence avérée	Epoque romaine	1840	1 ^{er} siècle ap. JC	Epoque romaine (Trèves) Epoque indéterminée (Chalon)	Epoque indéterminée
Ponts	Trèves, Mayence, Genève, Avignon, Chalon-sur-Saône,	Argenteuil	Trèves	Trèves (24 < L < 30 cm) Chalon (L=42 cm)	Chalon-sur-Saône

Des sabots à quatre languettes ont été retrouvés sur la pointe des pieux d'une ancienne digue de la Saône construite en 1673 à Auxonne (Figure I-32) ainsi que sur des pieux de fondation du pont Royal à Paris.



Figure I-32. Pieux provenant d'une ancienne digue de la Saône (1673)

Les pointes des pieux étaient aussi protégées par des sabots en fonte, munis par la suite d'une tige encastrée dans le pieu (Degrand et Résal, 1888) (Figure I-33a).

Le sabot de Camuzat (Figure I-33b) était également très utilisé pour protéger la pointe des pieux. Il était constitué d'une feuille de tôle épaisse enroulée autour de la pointe et rivée suivant une génératrice : cette génératrice était fixée au pieu par de longs clous à tête plate (Davidian, 1969).

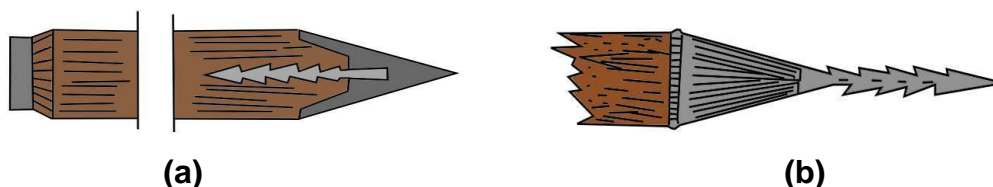


Figure I-33. Sabots en fonte (a) et de type Camuzat (b) (modifié d'après Davidian, 1969)

2.2.5.2 Protections en tête du pieu

Les têtes des pieux battus en France et dans les pays étrangers étaient généralement frettées, c'est-à-dire cerclées avec un anneau de fer chaud. En se refroidissant, l'anneau de fer se resserrait et venait comprimer les fibres du bois et ainsi augmenter leur résistance. La frette était située à quelques centimètres sous la surface des têtes, afin d'éviter tout contact avec la masse frappante lors du battage (Davidian, 1969) (Figure I-34).

Selon Terzaghi, (1916), les têtes des pieux devaient être préalablement taillées à l'herminette, puis frettées. Les frettes, en se resserrant, écrasaient les fibres du bois qui constituaient dès lors un « bourrelet » les protégeant. Leur hauteur et leur épaisseur étaient respectivement supérieures à 6 et 2,5 cm.

Le Tableau I-15 présente les dimensions des frettes mesurées par Terzaghi, (1916) et Davidian, (1969). Ce dispositif a également été utilisé aux Pays-Bas lors du battage des pieux de fondation (Figure I-34c).

Tableau I-15. Caractéristiques des frettes

Auteurs	Épaisseur frette	Hauteur frette	Hauteur entre tête du pieu et frette
Terzaghi, (1916) (Figure I-34a)	> 2,5 cm	> 6 cm	?
Davidian, (1969) (Figure I-34b)	2 cm	7 cm	2 à 3 cm

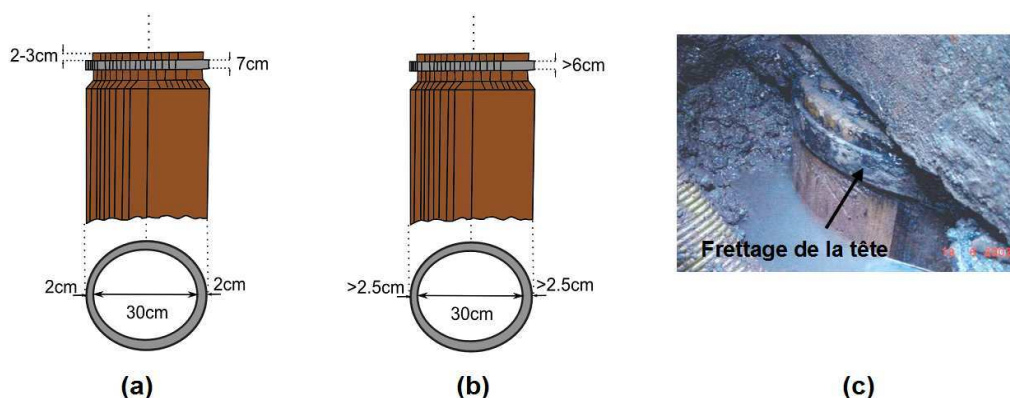


Figure I-34. Frettage des pieux en bois (a) et (b) – frettage de pieux de fondation employé aux Pays-Bas (c)

Le frettage des pieux en bois aurait été utilisé en France jusqu'à la fin du 18^{ème} siècle - début du 19^{ème} siècle (Davidian, 1969).

Dans la pratique actuelle, les têtes des pieux en bois sont protégées par un dispositif différent du frettage (AWPI, 2002). Un casque métallique est fixé en tête du pieu et a pour objectifs principaux de fournir une surface libre lors du contact entre la masse et le pieu et

d'uniformiser la transmission de l'énergie fournie lors de l'impact dans toute la tête du pieu. Le casque doit alors être adapté à la tête du pieu afin de maintenir un alignement concentrique entre la masse frappante et le pieu.

Ce type de protection est utilisé aux Etats-Unis (Figure I-35) : un amortisseur en plastique vient en complément du casque et est fixé à la masse frappante afin d'amortir les chocs lors du battage.

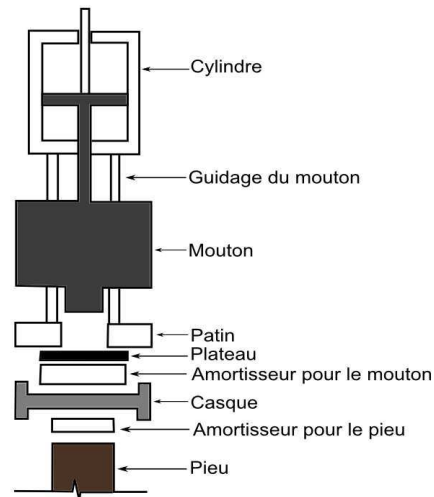


Figure I-35. Casque en acier et amortisseurs utilisés lors du battage (AWPI, 2002)

Aux Pays-Bas, le frettage de la tête des pieux et le casque en métal ont été largement utilisés. L'arrêt de l'emploi de ces casques a été concomitant de l'invention et du développement du béton aux Pays-Bas. Dès le début du 20^{ème} siècle, les Hollandais ont remplacé les casques par des dés en béton pour protéger les têtes des pieux en bois. Ces blocs de béton permettaient également de maintenir les pieux totalement immergés (les dés se situant au niveau de la zone de marnage de la nappe) et servaient de connexion entre les fondations et la partie supérieure de l'ouvrage (Figure I-36a).

Dans un second temps, les dés en béton ont été renforcés par des armatures métalliques (Figure I-36b).

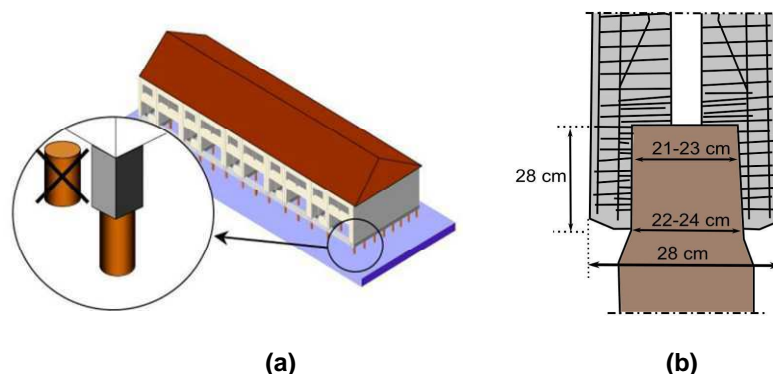


Figure I-36. Connexion entre les fondations et la partie supérieure du bâtiment (a) - Dé en béton renforcé par des armatures métalliques en tête des pieux (b) (Stichting Platform Fundering Nederland., 2005 et 2007)

Conclusion

La première partie de ce chapitre a permis de mettre en évidence que la filière bois française, malgré un fort potentiel d'exploitation forestière, était peu valorisée. L'emploi des pieux en bois dans les constructions d'ouvrages d'art et de bâtiments a disparu en France au cours du 19^{ème} siècle et a été remplacé par d'autres technologies de pieux. L'absence d'un cadre réglementaire français relatif aux pieux en bois, ainsi que le scepticisme et les préjugés des acteurs de la construction sur les propriétés de résistance du bois justifient l'absence de ce type de pieux dans la pratique actuelle en France.

Le bois présente néanmoins de forts atouts environnementaux par rapport aux autres matériaux de construction comme le béton et l'acier. Le stockage du dioxyde de carbone et la réduction des émissions carbone établie à partir de la base carbone de l'ADEME en attestent. Dans la société actuelle où le concept de développement durable est ancré au cœur des actions de l'Etat, les pieux en bois constituent une solution alternative aux pieux en béton et en acier. L'emploi des pieux en bois nécessite néanmoins quelques précautions : la durabilité du matériau bois présentée dans ce chapitre a permis de mettre en évidence que le bois non traité pouvait être soumis à des dégradations fongiques endogènes aux zones de marnage. La pérennité des pieux en bois est assurée dès lors qu'ils sont intégralement et constamment immergés.

Enfin, on rappelle que sans cadre réglementaire français propre à cette technologie de pieux, l'utilisation des pieux en bois dans les nouvelles constructions sera limitée, voire même inexistante.

La deuxième partie du chapitre a été consacrée aux caractéristiques géométriques et au battage des pieux en bois dans le sol.

Les dimensions des pieux en bois étaient limitées par celles des arbres. Les dispositifs d'enture des pieux permettaient néanmoins d'augmenter leur longueur. Leur géométrie variait également en fonction de leur usage : les pieux de fondation étaient circulaires, tandis que les pieux employés dans les constructions des batardeaux étaient équarris.

Les pieux en bois étaient fichés dans le sol à l'aide de machines de battage. L'énergie de la masse frappante était transmise au pieu par l'intermédiaire d'une onde de choc se propageant dans le fût du pieu. Le pieu était protégé en tête et en pointe par des armatures métalliques afin de limiter les risques de fissuration ou de fracturation.

Aux Pays-Bas, la protection de la tête des pieux avec un dé en béton, renforcé par la suite par des armatures métalliques, fait également office de connexion entre les fondations et la partie supérieure de l'ouvrage.

Enfin, quelques ouvrages français fondés sur des pieux en bois ont été cités dans ce chapitre. Il en existe bien d'autres sur le territoire, dont les méthodes de construction des fondations ont évolué au cours des siècles et des époques. La France possède un patrimoine très riche d'ouvrages bâtis sur des pieux en bois, qu'il apparaît essentiel de préserver.

Le Chapitre II de ce manuscrit présente un état de l'art des méthodes de construction des fondations sur des pieux en bois, ainsi qu'une méthodologie d'analyse des fondations en bois.

Chapitre II. Etat de l'art des méthodes de construction des fondations sur des pieux en bois et méthodologie d'analyse des ouvrages

Introduction

La France possède un patrimoine d'ouvrages d'art et de bâtiments fondés sur des pieux en bois riche et diversifié. Certains ont traversé les siècles et les époques, comme le château de Chambord érigé sur des pieux en chêne dans un terrain marécageux, le pont Saint-Michel construit sur la Seine à Paris, le Grand Palais sur la rive droite de ce fleuve, ou encore la place Stanislas à Nancy.

Malgré un parc important d'ouvrages bâtis sur des pieux en bois, le retour d'expérience sur les méthodes de construction françaises employées au cours des siècles ainsi que sur les désordres relevés sur ces ouvrages reste faible et non capitalisé. Le choc vécu lors de l'effondrement du pont Wilson à Tours en 1978 ne fût pas réellement suivi d'un développement d'expertise durable sur les fondations en bois. Les choix des méthodes d'investigation des fondations et des solutions de confortement en fonction des pathologies observées s'avèrent néanmoins essentiels pour assurer la pérennité de ce patrimoine.

Il n'existe à ce jour aucune base de données nationale regroupant l'information sur les méthodes de construction des ouvrages sur des pieux en bois, leur nombre et leur localisation sur le territoire. L'information est partagée entre les archives des services gestionnaires, des Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées, de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, les guides, les livres ou les sites internet traitant de ce sujet.

Le logiciel LAGORA (Logiciel d'Aide à la Gestion des Ouvrages d'Art) développé par le Service d'Etudes sur les Transports, les Routes et leur Aménagement (SETRA), en collaboration avec les Directions Interdépartementales des Routes (DIR) contient des informations sur la structure supérieure des ouvrages (géométrie, matériaux utilisés, limites de charges, surveillances et inspections), mais n'inclut pas les fondations.

La première partie de ce chapitre traite de l'évolution des méthodes de construction des fondations des ouvrages, de l'époque préromaine jusqu'à l'abandon des pieux en bois au 19^{ème} siècle. La majeure partie des informations disponibles sur les ouvrages bâtis sur des pieux en bois concerne les ponts routiers et ferroviaires situés dans les bassins versants des fleuves. De part leur taille et les enjeux économiques et stratégiques qu'ils représentaient, ces ouvrages ont été dimensionnés par d'illustres ingénieurs, tels que Perronet ou Gauthey. Les méthodes de construction mises en œuvre ont été détaillées dans leurs mémoires.

Par manque d'information, les bâtiments, les monuments, les ouvrages ferroviaires et autres édifices fondés sur des pieux en bois n'ont pas fait l'objet d'une étude approfondie.

La seconde partie de ce chapitre présente les désordres relevés sur les ouvrages d'art routiers construits sur des pieux en bois. Les principales causes de ces désordres et les méthodes de renforcement des fondations mises en œuvre pour préserver ce patrimoine sont détaillées.

Enfin, la troisième partie du chapitre présente une méthodologie d'analyse des fondations en bois des ouvrages élaborée aux Pays-Bas. Elle a été mise en pratique lors de l'inspection des fondations du viaduc ferroviaire des cent arches à proximité de Libourne.

1 Evolution des méthodes de construction des fondations

La première partie de ce chapitre traite de l'évolution des méthodes de construction des fondations des ouvrages routiers sur des pieux en bois, de l'époque préromaine à l'époque industrielle (Tableau II-1).

Tableau II-1. Dates et limites des époques étudiées

Epoque	Date définissant la période
Préromaine	De 6000 av. JC au 1 ^{er} siècle av. J-C
Romaine	Du 1 ^{er} siècle av. JC à la fin du 6 ^{ème} siècle
Moyen-Âge	Du 7 ^{ème} siècle à la fin du 15 ^{ème} siècle
Renaissance	Du début du 15 ^{ème} siècle à la fin du 16 ^{ème} siècle
Moderne	Du 17 ^{ème} siècle à la fin du 18 ^{ème} siècle
Industrielle	Du 19 ^{ème} siècle au 20 ^{ème} siècle

Les caractéristiques des ponts construits au cours des différentes époques sont détaillées en Annexe A. Les villes et cours d'eau franchis, les dates de construction, la géométrie, la nature des terrains dans lesquels les pieux ont été battus ainsi que la nature des fondations y sont présentés. L'état des ponts (en service ou ruiné) est également précisé dès lors que l'information était disponible.

1.1 Les méthodes de construction des fondations à l'époque préromaine

Dès l'époque du Néolithique, l'homme a su exploiter les matériaux de son environnement et développer des méthodes de construction pour asseoir les bâtiments et habitats nécessaires à son développement.

Les archéologues et anthropologues ont retrouvé de nombreux sites, datés de l'époque néolithique, sur lesquels des pieux en bois ont été utilisés comme pieux de fondation des cités lacustres. Les résultats de ces recherches ont permis d'affirmer, qu'il y a plus de 6000 ans, les hommes possédaient des techniques pour fonder des habitats lacustres sur des pilotis (Figure II-1).



Figure II-1. Cité lacustre [11]

Sans notion spécifique de règles de calcul ni disposition nécessaire pour assurer la pérennité de ces structures, les hommes parvenaient à enfoncer des pilots dans le sol. Les machines de battage n'ayant pas été développées, les pieux étaient fichés dans le sol à la force humaine [9].

Des habitats fondés sur des pieux en bois de chêne et de frêne et datés de l'âge de bronze (de 1800 à 700 av. JC) ont été découverts près des lacs jurassiens de Neuchâtel (Suisse), de Chalain ou de Clairvaux (Maillard, 2006). La méthode d'enfoncement des pieux en bois était la suivante :

- La tête des pilots était préalablement taillée en gueule ; c'est-à-dire en une encoche profonde réalisée à l'extrémité supérieure et destinée à recevoir un bois horizontal (plancher ou parois de l'habitat) (Figure II-2a) ;
- La liquéfaction des craies lacustres sous l'effet des vibrations permettait aux hommes de ficher les pilots dans le sol à une profondeur d'environ 2 m (Figure II-2b et Figure II-2c). Selon [11], les pilots pouvaient supporter plusieurs centaines de kilos.

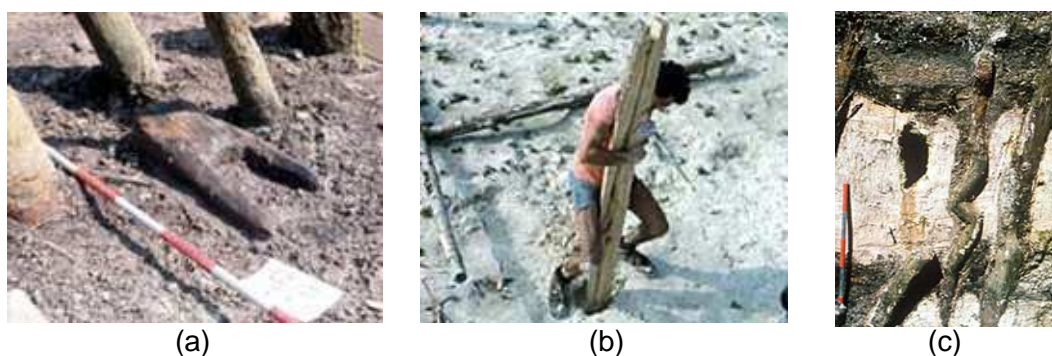


Figure II-2. Pilots taillés en gueule (a) ; Restitution moderne de l'enfoncement d'un pilot dans le sol (b) ; Coupe stratigraphique contenant des pieux (c) (Clairvau, la Motte-aux-Magnins) [11]

Onze sites d'habitats, datés de l'an 1000 av. JC et fondés sur des pieux en chêne, ont été découverts dans le lit mineur de la Saône. Selon Maillard, (2006), il s'agissait d'édifices d'ampleur modérée dans la mesure où l'ensemble du site contenait environ 500 pieux.

Enfin, des vestiges d'un pont fondé sur des pieux en bois ont également été retrouvés entre les lacs de Bienne et de Neuchâtel en Suisse. Ce pont, appartenant à la civilisation celte de la Tène et daté de l'an 300 av. JC, possédait une longueur et une largeur égales à 90 m et 2,80 m. Il comportait deux rangées de pieux de chêne de 20 cm de diamètre, espacées de 2,4 m. Les 16 à 20 piles étaient distantes de 5 m. La stabilité des rangées était renforcée par des pieux obliques jouant le rôle de contrefort (Kruta, 2000).

Le Tableau II-2 présente les caractéristiques des ponts et habitats fondés sur des pieux en bois et datés de l'époque préromaine.

La Figure II-3 illustre la localisation de ces constructions.

Tableau II-2. Caractéristiques des ponts et habitats datés de l'époque préromaine ([11] ; Maillard, 2006 ; Kruta, 2000)

Numéro du site	Nom	Ville / Emplacement	Cours d'eau franchi	Datation	Caractéristiques
1	Maisons	Lacs jurassiens de Neuchâtel	X	3000 av. JC	Maisons en milieu humide, fondées sur des pieux en bois de chêne ou de frêne.
2	11 sites d'habitats	Lit mineur Saone	X	1000 av. JC	Plateformes supportant les maisons reposant sur des pieux en chêne fichés dans les alluvions. Edifices d'ampleur modérée.
3	Pont	Entre les lacs de Biemme et de Neuchâtel	Thielle	300 av. JC	Pont de 90 m de longueur, 2,8 m de largeur, comportant 2 rangées de pieux de chêne de 20 cm de diamètre et espacées de 2,4 m. La distance entre les 16 à 20 piles était de l'ordre de 5 m.

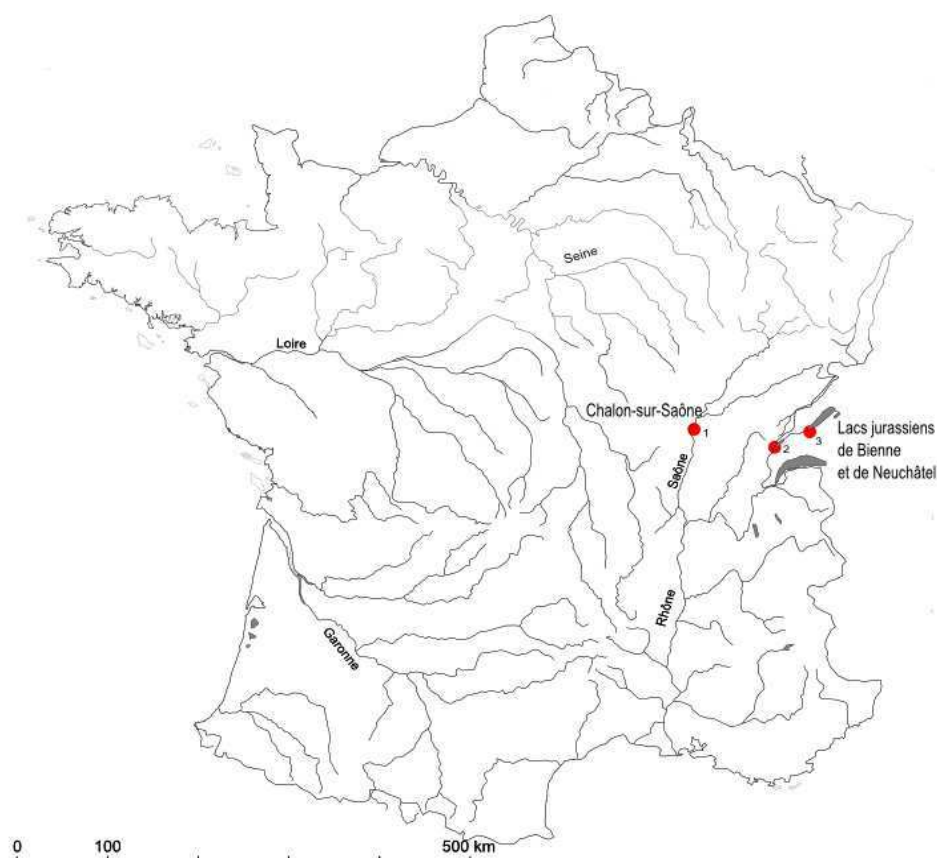


Figure II-3. Localisation des constructions datées de l'époque préromaine

Seuls des vestiges de ces constructions sont parvenus jusqu'à nous (Figure II-2c). Les dates de ruine des parties supérieures de ces ponts et habitats sont, à ce jour, inconnues.

1.2 Les méthodes de construction des fondations à l'époque romaine

1.2.1 Les méthodes de construction des fondations sur pieux

1.2.1.1 La construction des ponts vue par César

Les premières traces écrites des constructions des ponts fondés sur des pieux en bois sont datées de l'époque romaine.

A Rome, une légende raconte qu'Hercule aurait été le premier homme à avoir construit un pont pour traverser le Tibre, lorsqu'il amenait avec lui les troupeaux conquis sur le Géryon (Degrand et Résal, 1888).

Dans ses ouvrages, César a décrit les ponts construits par les Gaulois : *« les culées et les piles se composaient de troncs d'arbres disposés par assises régulières et se croisant à angles droit ; les vides étaient remplis à l'aide de blocs de rocher fortement tassés, et les assises qui formaient saillies les unes par rapport aux autres, se rejoignaient vers la partie supérieure, suivant une sorte de profil ogival pour supporter le tablier »* (Degrand et Résal, 1888).

Dans son ouvrage « *Bella Gallica* », César a également détaillé la construction d'un pont sur le Rhin entre Coblenche et Cologne en 55 av. JC. *« Voici le nouveau procédé de construction qu'il employa. Il accouplait, à deux pieds l'une de l'autre, deux poutres d'un pied et demie d'épaisseur, légèrement taillés en pointe par le bas et dont la longueur était proportionnée à la profondeur du fleuve. Il les descendait dans le fleuve au moyen de machines et les enfonçait à coup de mouton, non point verticalement, comme des pilotis ordinaires, mais obliquement, inclinés dans la direction du courant ; en face de ces poutres, il en plaçait deux autres, jointes de même façon, à une distance de quarante pieds en aval et penchées en sens inverse du courant. Sur ces deux paires on posait des poutres larges de deux pieds, qui s'enclavaient exactement entre les pieux accouplés, et on plaçait de part et d'autre deux crampons qui empêchaient les couples de se rapprocher par le haut ; ceux-ci étant ainsi écartés et retenus chacun en sens contraire, l'ouvrage avait tant de solidité, et cela en vertu des lois de la physique, que la violence du courant était grande, plus le système était fortement lié. On posait sur les traverses des poutres longitudinales et, par dessus, des lattes et des claies. En outre, on enfonçait en aval des pieux obliques qui, faisant contrefort, appuyant l'ensemble de l'ouvrage, résistaient au courant ; d'autres étaient plantées à une petite distance en avant du pont : c'était une défense qui devait, au cas où les Barbares lanceraient des troncs d'arbres ou des navires destinés à le jeter bas, atténuer la violence du choc et préserver l'ouvrage »* (Reiffsteck, 2009).

La Figure II-4 présente les fondations de ce pont reconstituées dans les albums de Napoléon III.

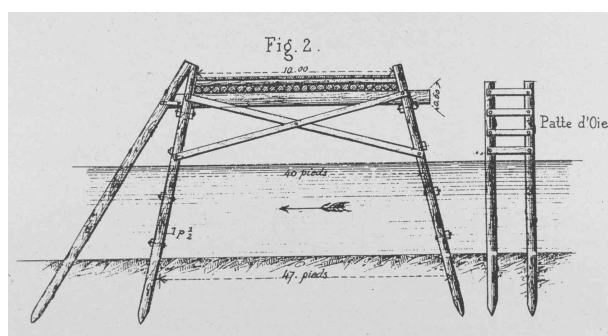


Figure II-4. Fondations sur pieux du pont sur le Rhin (Reiffsteck, 2009)

1.2.1.2 Une connaissance maîtrisée des types de fondations

Les vestiges des ponts et les écrits datés de cette époque montrent que les romains mettaient en œuvre diverses méthodes de construction des ponts sur pilotis et adaptaient les types de fondations en fonction de la nature du sol.

Les premières machines de battage ont été inventées au cours de l'époque romaine. Les romains tiraient sur une corde pour remonter une pierre, puis la laissaient tomber jusqu'à l'impact sur le pilot. D'autres systèmes de battage, plus perfectionnés que la simple pierre et munis d'un système de guidage (Figure II-5) ont également été développés.

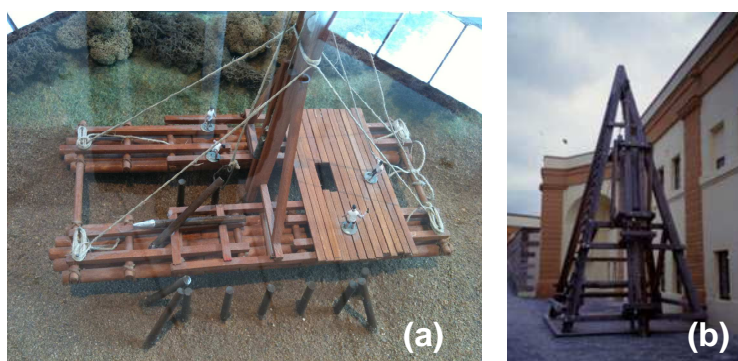


Figure II-5. Machines de battage exposées aux musées de Trèves (a) et de la civilisation romaine (b) (Reiffsteck, 2009)

Dans son traité, Vitruve différenciait deux types de fondations (Mesqui, 1986) :

- Les fondations superficielles ou semelles étaient privilégiées lorsque le substratum pouvait être facilement atteint. Le pont du Gard et le petit pont de Spoy ont notamment été construits sur ce type de fondation ;
- Les ouvrages reposaient sur des pilotis lorsque la profondeur du substratum était trop importante pour fonder superficiellement. Dans cette configuration, des pieux en chêne, en olivier ou en aulne étaient brûlés en pointe afin d'augmenter leur résistance puis battus dans le sol. Les pointes des pieux pouvaient être également munies de sabots métalliques (Chapitre I, § 2.2.5.1). Ce type de fondation a été largement utilisé à l'époque romaine et identifié sous des ponts à Genève, à Ambroix près de Gallargues, en Avignon, à Chalon-sur-Saône, en Mayence ou encore à Cologne. 300 à 500 pieux battus sur 160 m² (soit une moyenne de deux à trois pieux battus par m²) ont été découverts sous les fondations du pont de Trèves.

Les fouilles pratiquées sous les ponts romains ont permis de mieux comprendre les méthodes de construction : un premier ensemble de pieux, longs et équarris (40 cm de côté), avait pour objectif de supporter le cadre et la semelle en charpente. A l'intérieur de cet ensemble était battu un second ensemble de pieux, de section plus petite. L'argile et les cailloux étaient compactés et venaient combler les vides entre ces deux ensembles. Ils empêchaient ainsi la dislocation ou le flambement des pieux lors de leur éventuel dégarnissage (Mesqui, 1986).

Les deux rangées de pieux pouvaient être également remplacées par des caissons constitués de madriers de bois horizontaux et fixés à des pieux verticaux. Ces caissons étaient ensuite remplis de blocs de pierre non taillés. Selon Guyon, (2000), cette méthode aurait été mise en œuvre lors de la construction du pont de Pontoux sur le Doubs, du pont de Fondettes sur la Loire ou encore celle du pont de Mayence sur le Rhin.

Enfin, des pieux battus en amont des piles ont été retrouvés à proximité de plusieurs ponts datés de l'époque romaine, laissant présager que les romains protégeaient leurs ponts contre d'éventuels chocs pouvant survenir lors d'embâcles (Guyon, 2000).

1.2.2 Les vestiges des ponts romains en France

Les études menées par les archéologues en France ont permis de découvrir les vestiges d'une trentaine de ponts datés de l'époque romaine et fondés sur des pieux en bois. Onze d'entre eux étaient situés sur la Loire. La datation de ces ouvrages a été rendue possible avec la présence quasi-systématique de l'aubier des pieux en chêne (Dumont, 2011).

Les vestiges de ces ponts attestent de la diversité des méthodes de construction :

- Le pont Saint-Laurent à Chalon-sur-Saône, daté de 14 av. JC, reposait sur des pieux en chêne ;
- A Chalon-sur-Saône, un pont romain avec un tablier en bois reposant sur des piles en maçonnerie a été daté du 3^{ème} siècle ap. J-C. Des pieux appartenant à un précédent pont construit intégralement en bois ont été réutilisés lors de son édification (Maillard, 2006) ;
- Les fondations des piles du pont de Chassenard, datées du milieu du 1^{er} siècle av. J-C, ont été construites à l'aide de caissons en bois remplis de blocs de pierre et de remblais ;
- Les fouilles entreprises sur de nombreux sites romains dans le département du Cher ont également permis de déterrer un pieu de fondation du pont de Saint-Satur, daté du 1^{er} siècle ap. J-C (Figure II-6).

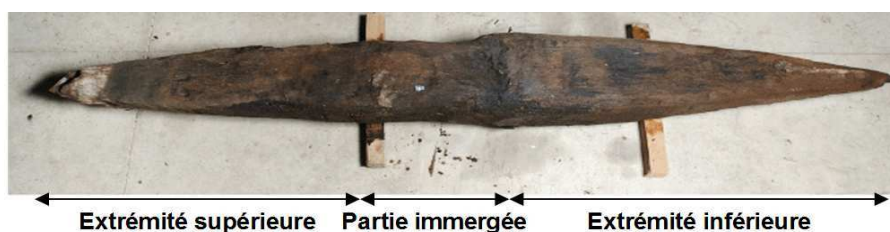


Figure II-6. Pieu de fondation du pont mixte de Saint-Satur (Dumont, 2011)

Ce pieu est composé de trois parties distinctes : l'extrémité supérieure en cône d'érosion était émergée à l'étiage. La partie du pieu immergée située sous le cône d'érosion a été érodée par le courant (la section du pieu est plus faible que dans la partie inférieure). Enfin, l'extrémité

inférieure du pieu est restée encadrée dans les sédiments et n'a donc pas été érodée par le courant (Dumont, 2010).

Le Tableau 1 en Annexe A présente les caractéristiques des ponts romains fondés sur des pieux en bois ayant fait l'objet de fouilles (Dumont, 2011). La majeure partie a été construite au cours des deux premiers siècles de notre ère, durant l'époque du Haut-Empire, marquée par une stabilité intérieure et une prospérité économique. La Figure II-7 permet de les localiser sur le territoire français.

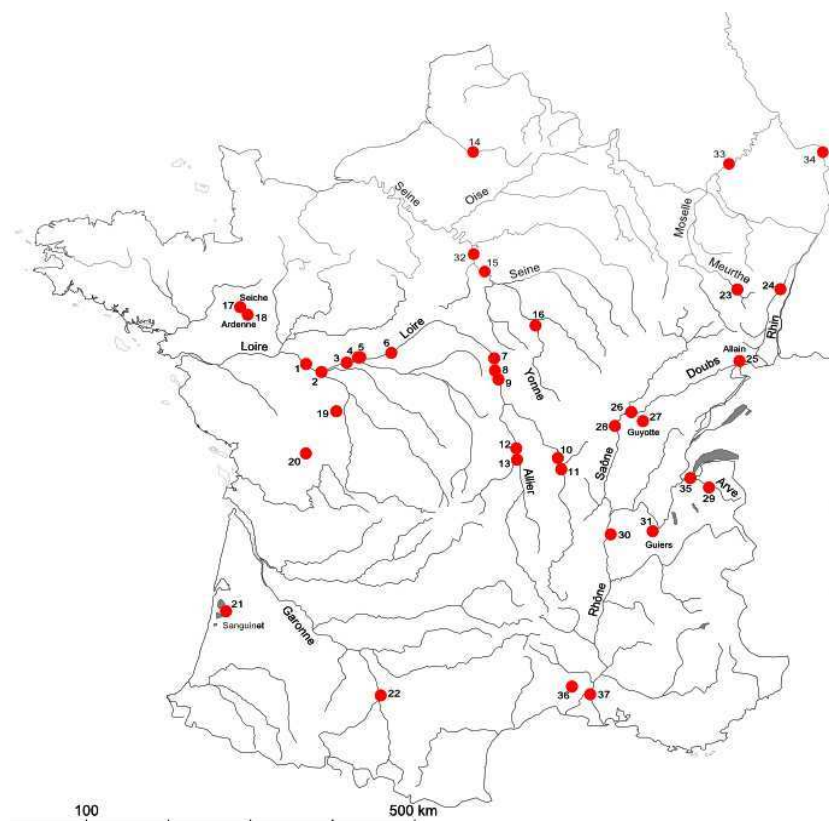


Figure II-7. Localisation des ponts datés de l'époque romaine

L'étude des fondations des ponts romains situés sur le territoire français et à l'étranger (notamment en Allemagne) n'a pas permis de mettre en évidence une méthode de construction des fondations caractéristique de cette époque. On peut néanmoins affirmer que le chêne était l'essence la plus utilisée dans les constructions romaines en bois dans la mesure où son caractère imputrescible dans l'eau et sa grande résistance à l'air libre avaient été identifiés.

La majeure partie des ponts romains construits sur des pieux en bois ont été détruits au cours des siècles qui ont succédé à leur édification. Selon Dumont, (2010), les parties supérieures des ponts étaient essentiellement constituées de bois. Elles ont été fragilisées ou ruinées suite à l'action humaine (faits de guerre) ou à l'érosion naturelle des cours d'eau. Des hypothèses liées à des défauts de conception, à l'absence d'entretien ou aux aléas naturels (comme les

crues ou les embâcles) ont également été avancées pour expliquer la ruine de ces ouvrages. Mais les dates et raisons exactes de leur destruction sont pour la plupart inconnues.

Suite à la ruine de la partie supérieure de certains ponts, les fondations en bois ont parfois été réutilisées pour asseoir les structures d'ouvrages plus récents. Ainsi, plusieurs piles du pont de Trèves en Allemagne reposent aujourd'hui sur les massifs maçonnés fondés sur des pieux en bois datés de l'époque romaine.

1.3 Les méthodes de construction des fondations à l'époque du Moyen-Âge

La chute de l'empire romain, marquant le début du Moyen-Âge, a conduit à une disparition progressive des savoirs et des méthodes de construction acquis pendant près de 7 siècles. Nous disposons actuellement de très peu de sources sur la période du Moyen-Âge.

Les ouvrages et bâtiments édifiés au cours de cette époque reposaient toutefois également sur des fondations profondes ou superficielles.

Ces dernières étaient généralement préférées aux fondations profondes, d'une part, pour des raisons budgétaires et d'autre part car les constructions sur pieux présentaient un inconvénient majeur : les pieux en bois devaient être battus dans des terrains dont les propriétés mécaniques étaient méconnues des constructeurs (Chapitre I, § 2.2.1).

Malgré le faible coût de construction des fondations superficielles par rapport à celui des fondations profondes, les bâtisseurs au Moyen-Âge redoutaient la qualité médiocre des premières couches de sol. En 1499, les termes du marché relatif à l'édification du pont de Malzéville indiquaient que les fondations devaient reposer sur un sol « bon et ferme ». Si la profondeur du substratum était trop importante, les piles devaient être construites sur des pieux (Mesqui, 1986).

Certains ouvrages ont donc été construits sur des fondations profondes au Moyen-Âge : les piles du pont de Lyon ont été édifiées en utilisant des pieux de longueurs comprises entre 3,9 et 5,9 m. Une pile d'un pont dans l'actuelle ville de Romans-sur-Isère, daté de 1389, repose sur une trentaine de pieux en pin de 17,5 m de longueur. Enfin, en 1404, des pieux en aulne de 5,8 m de longueur ont servi à édifier le bec d'une pile d'un pont à Macon (Mesqui, 1986).

Les connaissances limitées des bâtisseurs sur les propriétés mécaniques des sols, conjuguées à l'hétérogénéité des terrains au droit des ouvrages et aux difficultés de réalisation des fondations les ont amenés à diversifier les types de fondations des ouvrages :

- Les fondations d'une des piles du pont d'Orléans (construit entre 1389 et 1449) étaient constituées d'un simple blocage de moellons sans mortier, tandis que des pieux battus en bois ont été retrouvés sous quatre autres piles de ce pont (Mesqui, 1986) ;
- Une des piles du pont de Beaugency (11^{ème} – 15^{ème} siècle) reposait sur un grillage en bois supporté par des pieux, tandis qu'un enchevêtrement anarchique de pieux a été découvert sous une autre pile.

Les informations contenues dans la littérature ont permis d'identifier 10 ponts construits partiellement ou intégralement sur des pieux en bois. Ils sont présentés dans le Tableau 2, en Annexe A. La Figure II-8 permet de les localiser sur le territoire français.

La période du Moyen-Âge s'étendant sur près de 1000 ans, il en existe probablement d'autres qui n'ont pu, par manque d'information, être présentés dans cette étude.

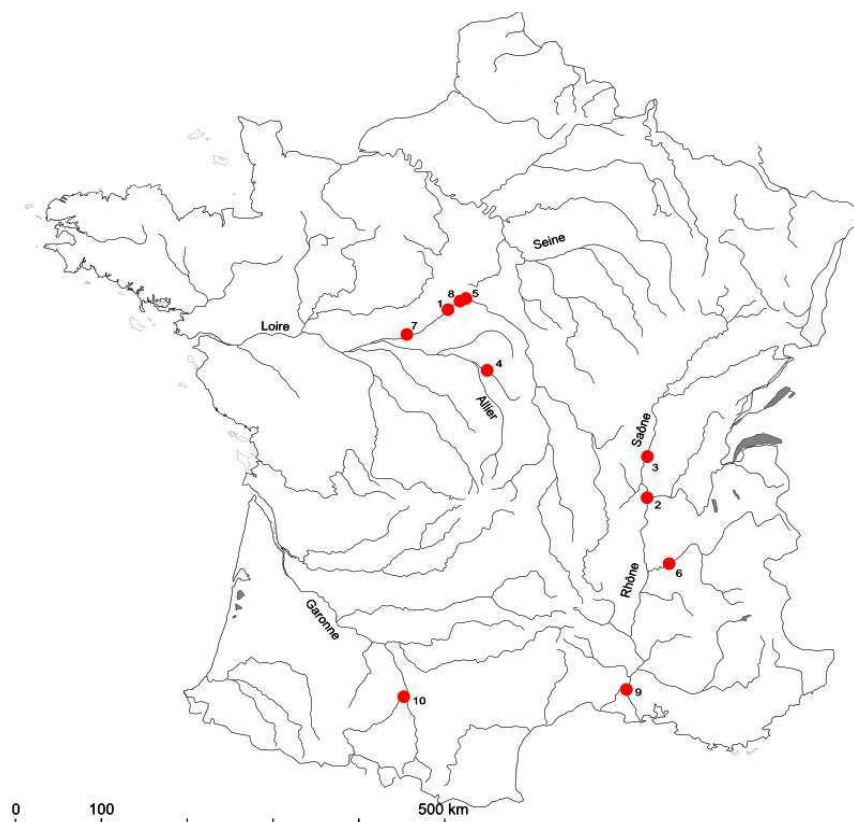


Figure II-8. Localisation des ponts datés de l'époque du Moyen-Âge

Parmi les dix ponts datés du Moyen-Âge, trois d'entre eux sont actuellement en service. Trois autres ont été détruits. Le manque d'information au sujet des quatre derniers n'a pas permis de déterminer leur état actuel (Tableau 2).

L'origine de la ruine des ponts Saint-Benezet et de la Daurade est inconnue. Les ponts de Beaugency et d'Orléans sur la Loire et le pont Saint-Nicolas sur le Loiret sont en service et semblent avoir traversé les siècles. Néanmoins, les probables défauts de construction des ponts, les aléas naturels (7 arches du pont d'Orléans ont été détruites par un embâcle en 1435 (Mesqui, 1986)) ainsi que les faits de guerre survenus au cours des 7 derniers siècles laisseraient penser que la partie supérieure et les fondations actuelles de ces ouvrages ne sont pas d'origine.

1.4 Les méthodes de construction des fondations à la Renaissance

L'époque de la Renaissance a marqué une rupture progressive avec le Moyen-Âge dans le choix du type de fondation. Dans son traité, [Alberti \(1404-1472\)](#), cité par [Mesqui, \(1986\)](#) recommandait de réaliser « une fondation sur semelle de bois solidarisée à un pilotis battu à refus », indépendamment de la nature du terrain. Selon l'auteur, la semelle devait posséder « le double de la largeur de la pile, et les pieux une longueur égale au huitième de la hauteur de l'ouvrage, et un diamètre égal au douzième de leur longueur ».

Deux siècles plus tard, en 1612, un devis établi pour la construction d'un pont sur la Guyenne reprenait les recommandations établies dans le traité de Vitruve : les fondations devaient être constituées de pilotis si le substratum était trop profond pour fonder superficiellement ([Mesqui, 1986](#)).

Si les premiers traités visant à établir des méthodes de dimensionnement des fondations profondes ont été rédigés à la Renaissance, les textes et plans datés de cette époque indiquent que les méthodes de construction des fondations restaient néanmoins empiriques et diversifiées.

Les nombreuses tentatives entreprises lors de la construction des fondations du pont Neuf à Toulouse entre 1544 et 1614 en attestent :

- Trois piles de la rive gauche ont été fondées superficiellement, mais le bec de la troisième pile s'est déversé suite aux descentes de charges trop élevées (Figure II-9) ;
- La quatrième pile du pont présentait la particularité d'être fondée superficiellement en aval et en amont et sur des pieux en bois au centre (Figure II-10). La maçonnerie a été montée par la suite sur un mortier coulé entre les têtes des pieux ([Mesqui, 1986](#)).

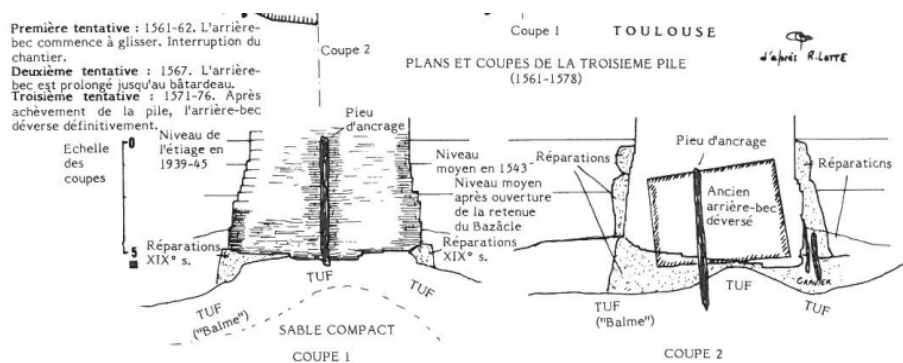


Figure II-9. Plan et coupe de la 3^{ème} pile du pont de Toulouse ([Mesqui, 1986](#))

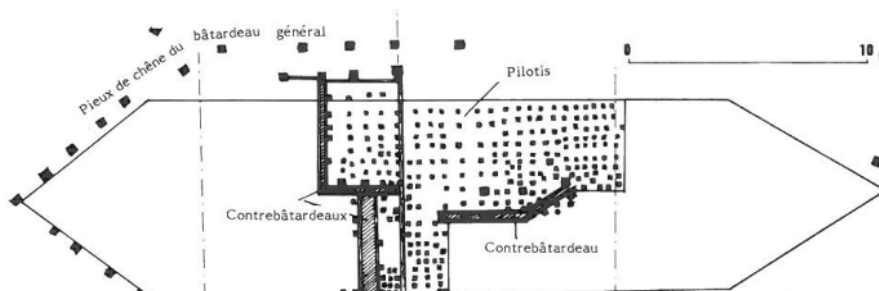


Figure II-10. Plan de la 4^{ème} pile du pont de Toulouse ([Mesqui, 1986](#))

A l'inverse, les piles du pont de Gière (Vienne) ont été édifiées en 1547 sur des pieux en bois recépés à 1,5 m sous le niveau d'eau, sur lesquels a été fixée une semelle en bois constituant le platelage. Les vides entre les têtes des pieux ont été comblés par un béton de chaux et des moellons.

La construction des fondations de ces deux ponts met en évidence le manque de connaissance des bâtisseurs sur l'importance du platelage en bois dans la stabilité de l'ouvrage. Selon Mesqui, (1986), il assurait la répartition des contraintes, solidarisait les têtes des pieux entre elles et limitait les risques de flambement.

Le descriptif des sept ponts datés de l'époque de la Renaissance est présenté dans le Tableau 3 en Annexe A. La Figure II-11 permet de les localiser sur le territoire français.

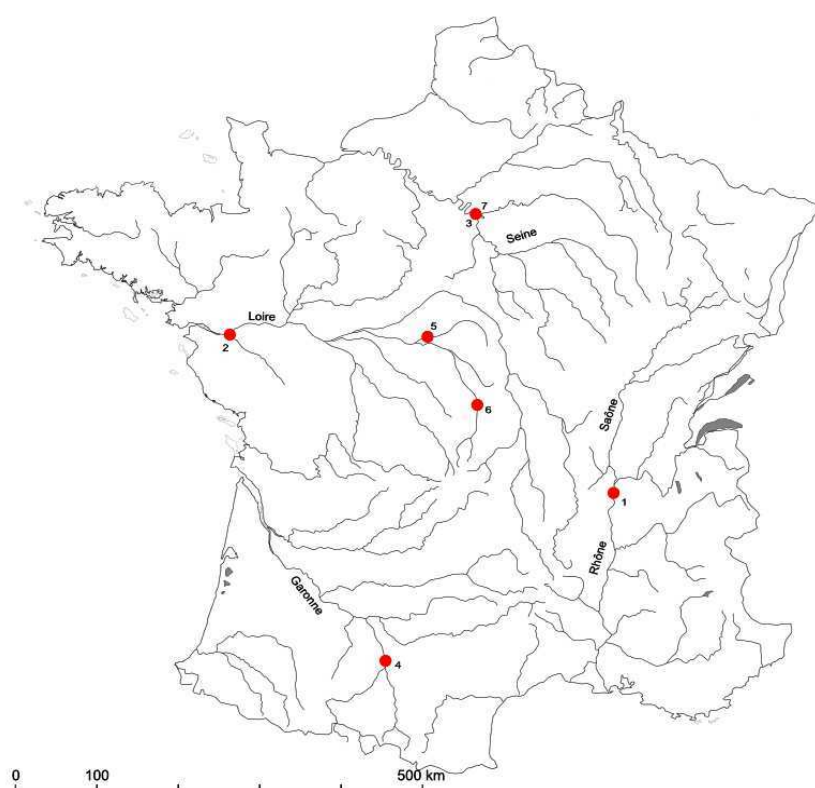


Figure II-11. Localisation des ponts datés de l'époque de la Renaissance

Selon Mesqui, (1986), les fondations étaient régulièrement mises en cause dans la ruine des ouvrages. Elles pouvaient se déchausser par affouillement. La portance limite des pieux pouvait être également surestimée. Enfin, les embâcles de glace fragilisaient ou détruisaient la structure supérieure des ponts.

Lorsque le débouché du cours d'eau était trop grand pour le passage de l'eau, les piles des ponts s'enlisaient suite à l'accumulation de matériaux alluvionnaires. Les crues créaient alors de nouveaux passages. Ainsi, le pont de Nevers (type de fondation inconnu) sur la Loire a été rallongé trois fois en 90 ans (de 1580 à 1669) afin d'assurer le franchissement du fleuve.

Parmi les huit ponts présentés dans le Tableau 3 en Annexe A, le pont Notre Dame, le pont Neuf à Paris sur la Seine et le pont Neuf à Toulouse sur la Garonne sont en service. Le pont

de Moulins édifié sur l'Allier a été détruit, mais la date de sa ruine est inconnue. Enfin, les recherches bibliographiques n'ont pas permis de déterminer l'état actuel des trois autres ponts construits sur l'Isère, la Loire et le Cher.

1.5 Les méthodes de construction des fondations à l'époque moderne

1.5.1 L'harmonisation des méthodes de construction au 17^{ème} siècle

Les méthodes de construction des fondations des ouvrages ont évolué au cours du 17^{ème} siècle : lorsque la fondation sur pieux était recommandée ou imposée, les longueurs des pieux à battre étaient déterminées en fonction de la profondeur du substratum.

Lors de la construction du pont Saint-Michel à Paris en 1616, le « devis » établi par les constructeurs a imposé de battre des pieux en bois de 2,91 m de longueur. Leur diamètre en tête était égal à la distance entre deux pieux. Après remplissage des intervalles par des moellons, un platelage en bois de 12 à 15 cm d'épaisseur a été fixé aux têtes des pieux. Chaque pile du pont reposait sur 650 pieux en bois (Mesqui, 1986) (Figure II-12).

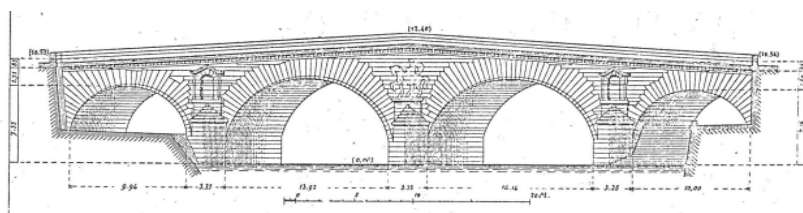


Figure II-12. Coupe du pont Saint-Michel (Darche, 1986)

Le pont de la Trésorerie à Grenoble a été construit en 1622 sur des pieux en bois de longueurs comprises entre 3,9 et 4,9 m. Des madriers horizontaux ont été solidarités aux têtes des pieux et ont servi d'assises à la maçonnerie (Mesqui, 1986) (Figure II-13).

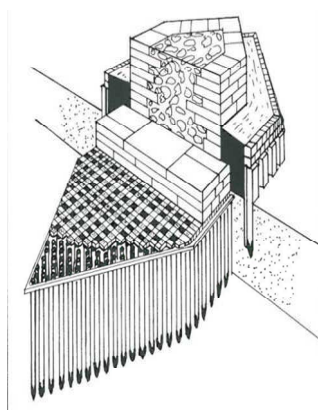


Figure II-13. Coupe d'une des piles du pont de la Trésorerie (Mesqui, 1986)

A la fin du 17^{ème} siècle, l'Académie d'Architecture a proposé des critères relatifs au choix du type de fondation en fonction de la nature des terrains et des difficultés de réalisation (Mesqui, 1986) :

- « Dans un sol de sable et de gravier ferme, il suffit de dégager les alluvions superficielles pour réaliser une fondation superficielle.
- Dans un sol de sable et gravier menu, on fouillera sur 2 à 3 pieds d'épaisseur, puis on battra un pilotis sur lequel sera assise une plate-forme de bois.
- Dans un sol de « sable mouvant », où l'on ne peut atteindre le ferme avec des pieux, on battra néanmoins un pilotis supportant une grille de bois.
- Enfin, dans un sol de « glaise », on évitera de battre un pilotis, et l'on établira un radier général superficiel, recouvert de pierres. »

Suite à ces règles, les fondations sur pieux ont été privilégiées aux fondations superficielles sur de nombreux chantiers. Leurs méthodes de construction se sont diversifiées au cours du 18^{ème} siècle.

1.5.2 Le développement des méthodes de construction au 18^{ème} siècle

Les méthodes de construction des fondations profondes mises en œuvre au 18^{ème} siècle dépendaient de la hauteur du niveau d'eau : les têtes des pieux pouvaient être fixées soit à un grillage et à un platelage, soit à un caisson immergé.

Les fondations des ponts construits par Perronet et Gauthey étaient principalement constituées de pieux solidarités à un grillage et à un platelage en bois.

L'ensemble de ces méthodes est détaillé par la suite, ainsi que les ponts construits au cours de l'époque moderne.

1.5.2.1 Fondations sur pieux solidarités à un grillage et un platelage

Les méthodes de construction des fondations différaient en fonction de la hauteur du niveau d'eau : les têtes des pieux pouvaient être recépées à quelques centimètres ou à quelques mètres sous l'étiage.

Têtes des pieux recépées à quelques centimètres sous l'étiage

Les pieux en bois étaient battus puis recépés dans un même plan horizontal sous l'étiage. Des enrochements étaient déposés en fond de cours d'eau afin de prévenir d'éventuels affouillements de la fondation ou déversements des pieux s'ils étaient faiblement fichés (terrains compacts).

Dans un second temps, les traverses étaient fixées aux têtes des pieux (préalablement taillées en tenon) par l'intermédiaire de boulons (Figure II-14).

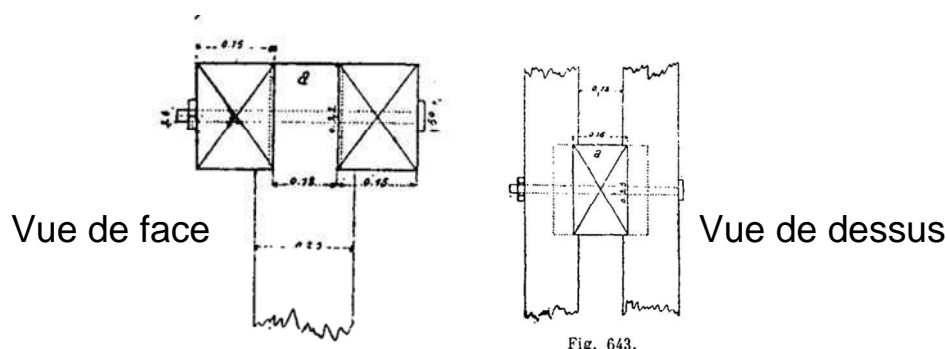


Figure II-14. Fixation des traverses aux têtes des pieux taillées en tenon (modifié d'après Chaix, 1890)

Les longrines et les traverses étaient rendues solidaires avec un assemblage à mi-bois et constituaient le grillage. Le platelage en bois, composé de madriers, était posé et fixé au grillage à l'aide de broches (Levillain, 1980). Enfin, la maçonnerie était montée à sec, en période d'étiage (Chaix, 1890) (Figure II-15). Selon Levillain, (1980), les fondations de certaines piles du pont Wilson à Tours ont été construites selon cette méthode.

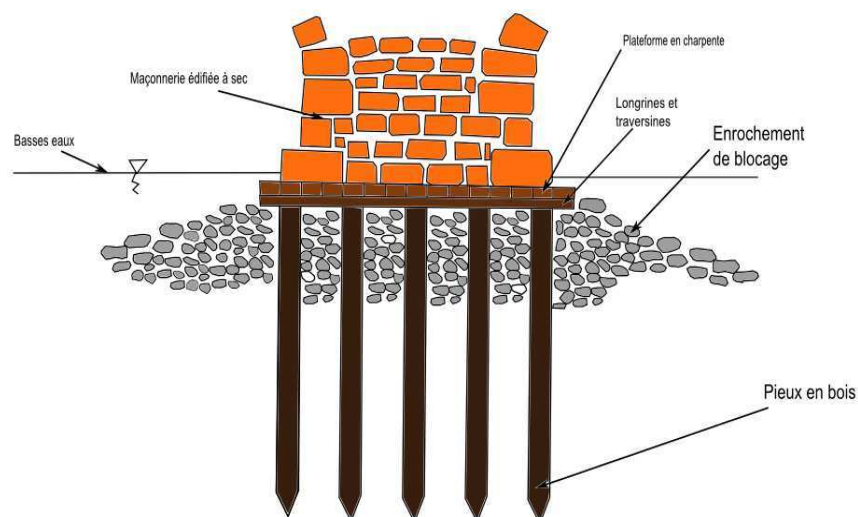


Figure II-15. Fondation sur plateforme en charpente et pieux en bois recépés à quelques centimètres sous l'étiage (modifié d'après Levillain, 1980)

Têtes des pieux recépées à quelques mètres sous l'étiage (hauteur inférieure à 3m)

Une fois les pieux battus et leurs têtes recépées (Figure II-16a) à quelques mètres sous l'étiage (hauteur d'eau inférieure à 3 m selon Levillain, (1980)), des batardeaux étanches constitués de palplanches en bois (Chapitre I, § 2.1.3) étaient mis en place autour du groupe de pieux. Après épuisement de l'enceinte, les traverses, les longrines et le platelage étaient assemblés à sec, selon le même mode opératoire que celui décrit ci-dessus (Figure II-16b).

Les fondations des piles du pont de Pont Sainte-Maxence sur l'Oise ou du pont Georges V sur la Loire à Orléans ont été construites selon cette méthode (Tableau 6 en Annexe A).

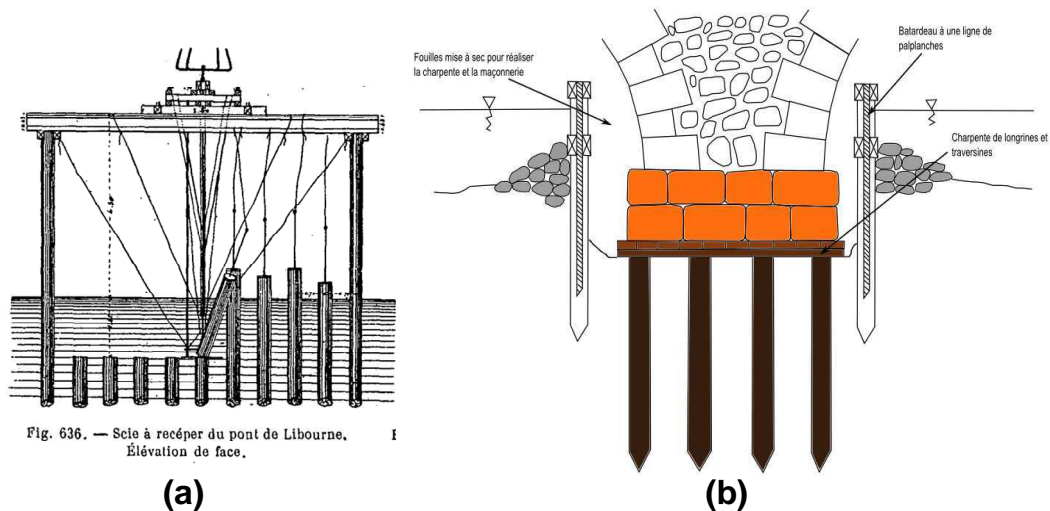


Figure II-16. Recépage des pieux (a) et fondation sur pilotis recépés à 2 ou 3m sous l'étiage (b) (modifié d'après Chaix, 1890 ; Levillain, 1980)

1.5.2.2 Les méthodes de construction des fondations de Perronet

Jean-Rodolphe Perronet (1708-1794), ingénieur et architecte français, a dimensionné et supervisé la construction de onze ponts au cours du 18^{ème} siècle.

Dès lors que les ouvrages étaient construits en rivière, Perronet faisait édifier des batardeaux afin de construire les fondations à sec. Si les terrains étaient perméables, les épuisements étaient permanents.

Les batardeaux étaient constitués d'une double file de palplanches rendues étanches avec de la graise au centre. L'intervalle entre les deux files pouvait atteindre 2 m. Une fois les batardeaux construits, les fonds de fouille étaient déchargés et descendus jusqu'à 2,5 m sous l'étiage. Cette étape permettait alors de maintenir les têtes des pieux en bois et le platelage constamment immergés en période de sécheresse. Le décaissement du terrain précédait le battage et le recépage des pieux. Le grillage, constitué de longrines et de traverses, était fixé aux têtes (Maillard, 2006). La maçonnerie était ensuite montée après comblement des interstices du grillage par des moellons (Figure II-17).

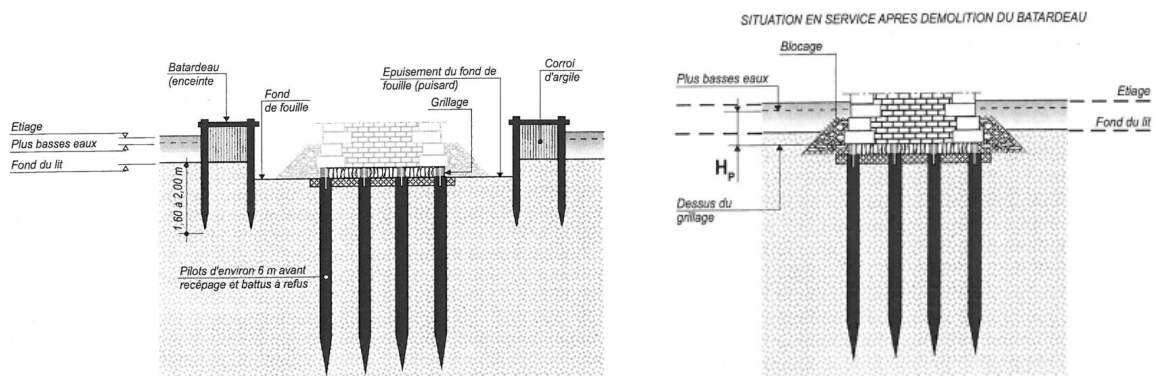


Figure II-17. Principe de construction des fondations par Perronet (Maillard, 2006)

Par exemple, les fondations du pont de Neuilly à Paris sur la Seine (1768-1774) ont été édifiées selon cette méthode de construction (Figure II-18).

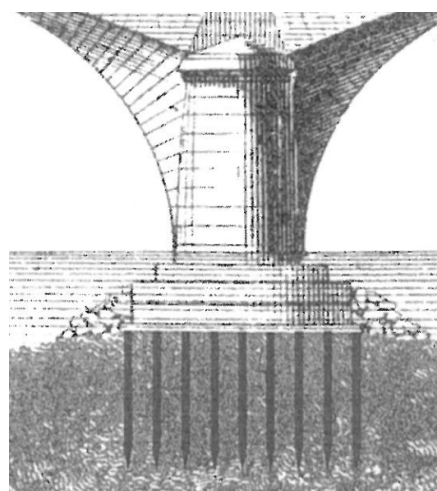


Figure II-18. Fondation d'une pile du pont de Neuilly (Maillard, 2006)

Les caractéristiques des ponts construits par Perronet et fondés sur des pieux en bois sont détaillées dans le Tableau 4 en Annexe A.

1.5.2.3 Les méthodes de construction des fondations de Gauthey

Emiland Gauthey (1732-1806) a eu en charge la construction de treize ponts à la fin du 18^{ème} siècle, dont sept fondés sur des pieux en bois. Sa méthode de construction des fondations était la suivante :

- Des pieux en bois de 30 cm de diamètre, qualifiés de « soutien » car porteurs de la structure, étaient battus au refus (Maillard, 2006). Ces pieux, espacés en moyenne d'un mètre, étaient battus à l'aide d'une sonnette à tiraudes, puis rebattus avec une sonnette à déclic munie d'une masse frappante plus lourde (245 kg lors du battage, 490 kg lors du rebattage) ;
- Des pieux en bois, qualifiés de pilots de « remplage », étaient battus aux extrémités de la fondation et avaient pour principale fonction de combler les intervalles entre les pieux porteurs (Maillard, 2006). Ils présentaient un diamètre et une fiche plus faibles que ceux des pieux porteurs, respectivement de l'ordre de 20 cm et 1,6 m (Figure II-19) ;

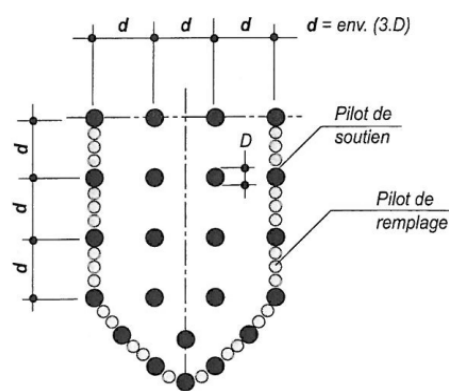


Figure II-19. Disposition des pieux de soutien et de remplage (Maillard, 2006)

- Les pieux étaient recépés à 30 cm sous l'étiage et le grillage en bois fixé aux têtes. Cette hauteur, relativement faible, pouvait conduire à l'émersion des têtes des pieux à l'étiage durant les périodes de sécheresse ;
- Le sol était dragué sur 30 à 60 cm de hauteur. Un mortier (composé de chaux et de ciment durcissant au contact de l'eau) était coulé à l'intérieur de la fondation jusqu'à atteindre la base du grillage ;
- Des moellons étaient ensuite déposés dans les interstices du grillage, puis la maçonnerie montée à sec (Figure II-20).

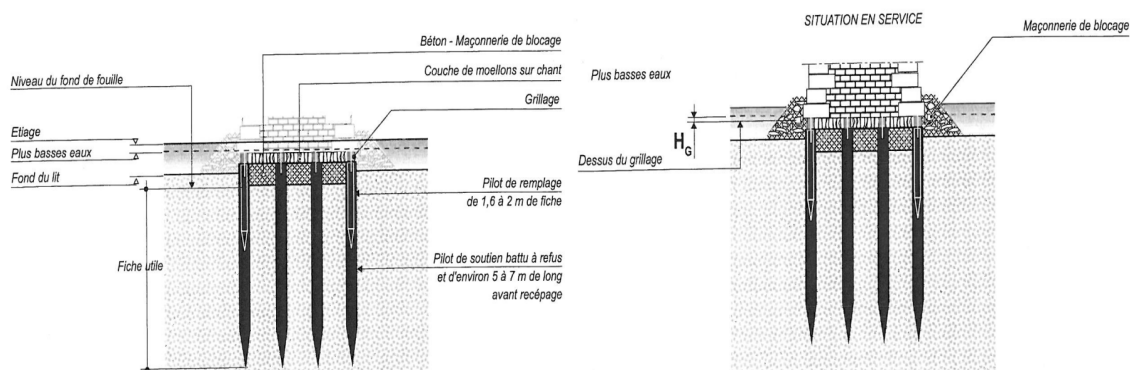


Figure II-20. Principe de construction des fondations par Gauthey (Maillard, 2006)

Les caractéristiques des ponts construits par Gauthey et fondés sur des pieux en bois sont détaillées dans le Tableau 5 en Annexe A.

1.5.2.4 Fondations sur pieux sous-jacents à un caisson immergé

Les résurgences d'eau dans les terrains perméables rendaient les batardeaux inefficaces et contraignaient les bâtisseurs à mettre en œuvre d'autres méthodes de construction pour monter la maçonnerie à sec. La technique du caisson immergé a alors été développée.

Les pieux étaient battus dans le sol, recépés et les enrochements déposés au niveau du sol de fondation. Le caisson en charpente était rendu étanche avec de la terre glaise mise en place entre les joints des madriers (Chaix, 1890). Il était amené à la verticale des pieux (par l'intermédiaire de câbles), lesté avec des pierres de taille et posé sur les têtes des pieux. Le fond du caisson, constitué de longrines et de traverses, était ensuite fixé aux têtes. Une fois les pierres de taille au-dessus du niveau d'eau, les parois du caisson étaient enlevées (Figure II-21).

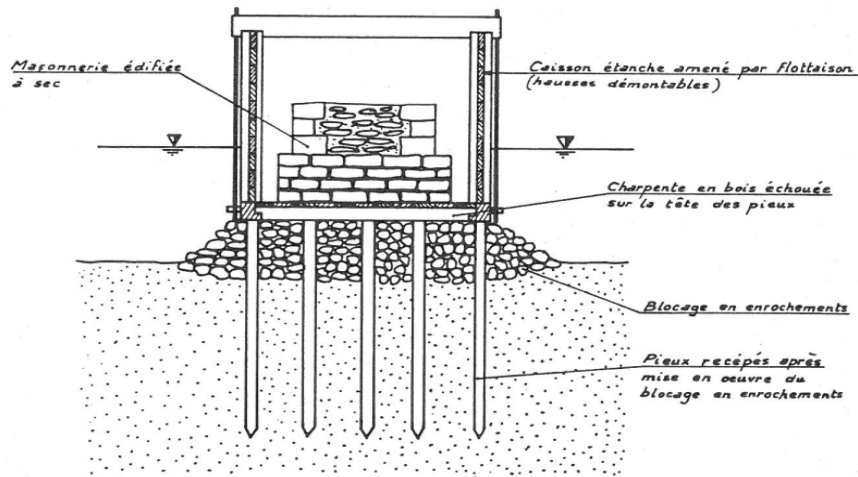


Figure II-21. Principe du caisson immergé (Levillain, 1980)

La première utilisation du caisson immergé en France remonte à la construction du pont de Saumur sur la Loire en 1756. 116 pieux en chêne de 25 cm de diamètre et 6 m de longueur (Figure II-22b) ont été battus au droit de chaque pile et recépés sous le niveau d'eau. Un caisson étanche a été lesté avec un lit de pierres et fixés aux têtes des pieux (Figure II-22b).

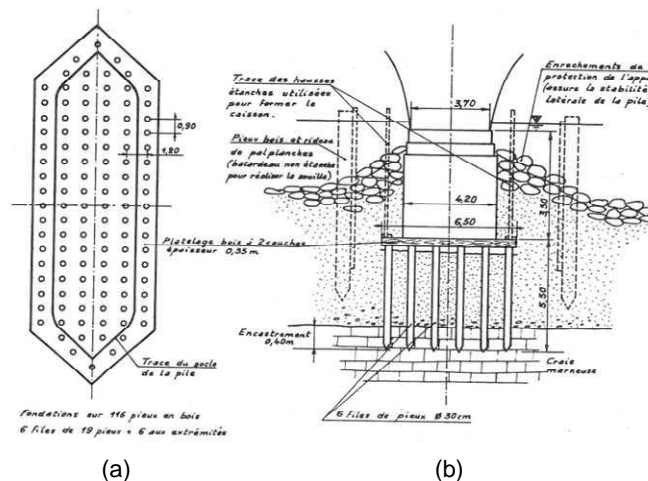


Figure II-22. Fondations du pont de Saumur (Levillain, 1980)

1.5.3 Les ponts routiers construits au cours de l'époque moderne

Les caractéristiques des ponts fondés sur des pieux en bois et construits au cours de l'époque moderne (autres que ceux construits par Perronet et Gauthey) sont présentées dans le Tableau 6 en Annexe A.

La Figure II-23 permet de les localiser sur le territoire français.

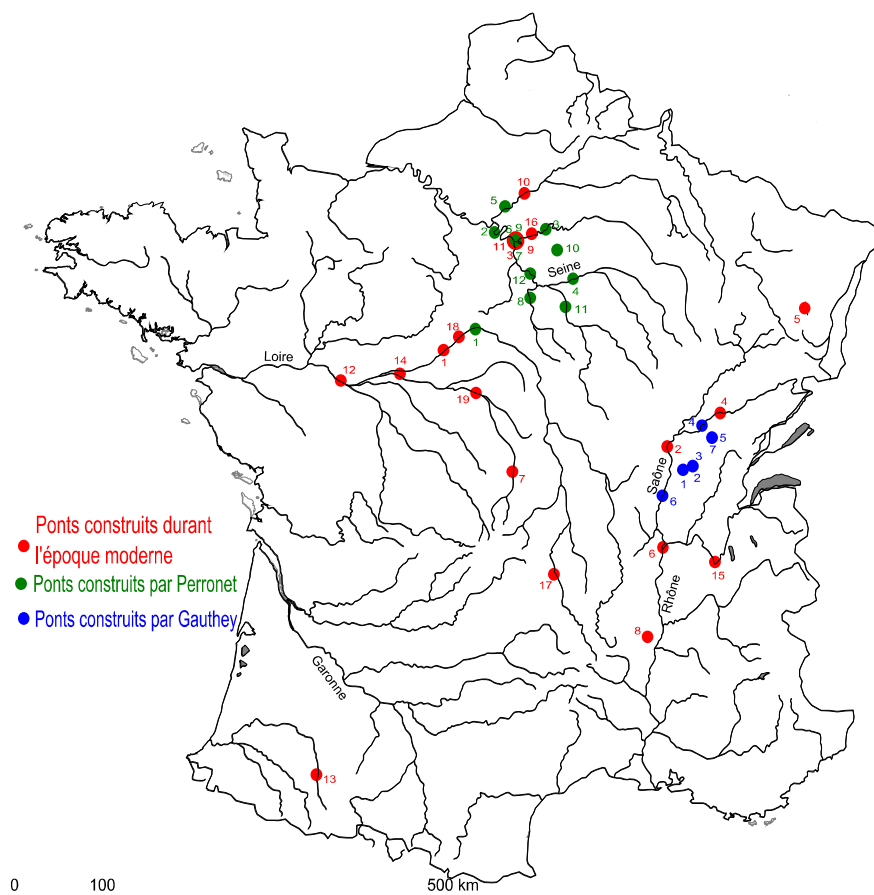


Figure II-23. Localisation des ponts datés de l'époque moderne

Les ponts fondés sur des pieux en bois et construits par Perronet se situent sur la Seine et ses affluents, tandis que ceux construits par Gauthey sont localisés en Bresse Bourgogne, sur la Saône et ses affluents.

La Figure II-23 montre que les ponts édifiés au cours de cette époque se situent principalement dans les bassins versants des fleuves de la Loire, de la Seine et du Rhône et de la Saône.

Parmi les 37 ponts identifiés, 48 % sont actuellement en service. Les causes à l'origine de la ruine des autres ponts sont multiples :

- Certains ont été détruits pendant les guerres, comme le Pont de Pont-Sainte-Maxence sur l'Oise (destruction au cours de la première guerre mondiale). Le pont de Trilport sur la Marne fut détruit en 1815 pour résister à l'invasion de la coalition européenne [12] ;
- Suite à la dégradation et à l'affouillement des pieux par creusement du lit de la Loire (Chapitre II, § 2.1), le pont Wilson à Tours s'est effondré en 1978 ;
- Le pont Saint Michel, édifié entre 1606 et 1618, a été volontairement détruit en 1857 puis reconstruit. Le pont au Change à Paris a été également détruit en 1850, puis reconstruit car il ne se trouvait plus dans la direction des grandes voies ouvertes ou projetées suite au prolongement du boulevard de Sébastopol et à l'agrandissement du Palais de Justice [12].

1.6 Les méthodes de construction des fondations à l'époque industrielle

L'emploi du béton dans les constructions s'est généralisé à partir du 19^{ème} siècle. Dès la fin du 18^{ème} siècle, Gauthey utilisait un mortier à prise rapide en complément de la maçonnerie de blocage mise en place entre les interstices du grillage (Degrand et Résal, 1888).

Le béton permettait d'obtenir une assise relativement plane au niveau des têtes des pieux, contrairement aux blocs de la maçonnerie de blocage dont les formes et tailles étaient disparates.

1.6.1 L'emploi du béton dans les fondations profondes

1.6.1.1 Fondations sur pieux - hauteur d'eau inférieure à 3 m

Si la hauteur du niveau d'eau était inférieure en moyenne à 3 m, un batardeau constitué de palplanches jointives était construit autour de la fondation. Des enrochements étaient mis en place à l'extérieur du batardeau et assuraient le rôle de contre butée une fois le béton coulé (Figure II-24).

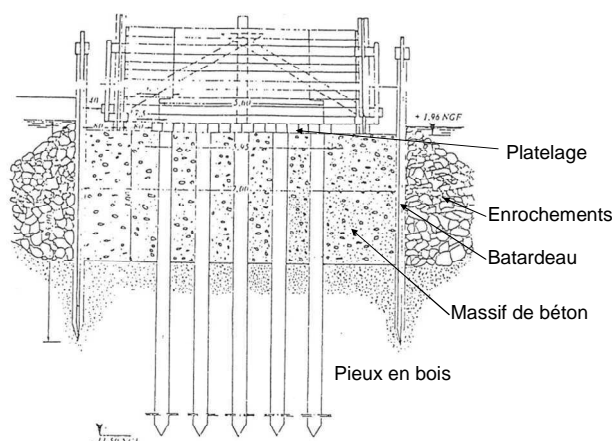


Figure II-24. Coupe des fondations sur pieux enserrés dans un massif en béton immergé réalisées lors de la construction du pont de Thouare (modifié d'après Levillain, 1980)

Le dragage de l'enceinte précédait le battage des pieux. Une fois battus, le béton était coulé à l'intérieur du batardeau et enserrait les têtes des pieux recépées.

Dans un second temps, un grillage était fixé aux têtes et ses interstices remplis avec du béton. Un platelage était ensuite posé sur le grillage puis la maçonnerie montée à sec (Chaix, 1890 ; Levillain, 1980).

Le béton immergé a remplacé les enrochements à l'extérieur du batardeau dans la deuxième moitié du 19^{ème} siècle.

La Figure II-25 présente une coupe des fondations du pont de Thouaré construit sur la Loire en 1879. Elles sont constituées de pieux enserrés dans un massif en béton immergé.

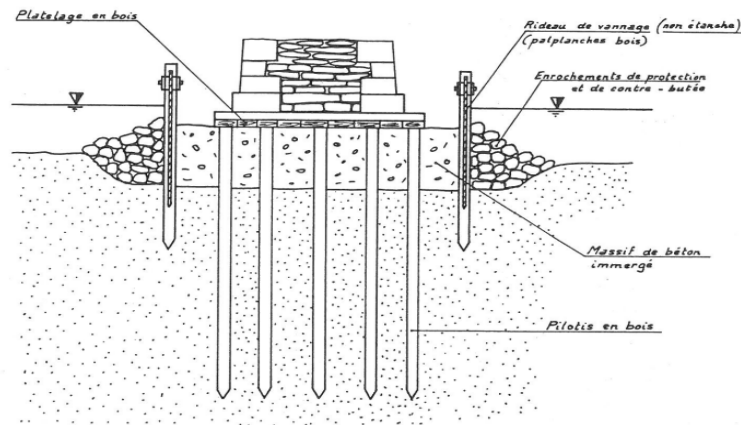


Figure II-25. Fondations sur pieux enserrés dans un massif en béton immergé (Levillain, 1980)

1.6.1.2 Fondations sur pieux - hauteur d'eau supérieure à 3 m

Technique du caisson immergé

Si la hauteur d'eau était supérieure en moyenne à 3 m, l'absence de batardeau ne permettait pas de couler le béton et de construire la maçonnerie à sec. Les fondations étaient donc établies de la manière suivante :

- Les pieux en bois étaient battus dans le sol et recépés. Des lignes de palplanches étaient mises en place à l'extrémité supérieure des files de pieux (Figure II-26) ;
- Le béton immergé était coulé dans l'enceinte de palplanches et enserrait les têtes des pieux ;
- Un caisson immergé, dans lequel était déposée la maçonnerie, était lesté et posé sur les têtes. Un coulis de ciment pouvait être injecté à travers le caisson afin de combler les vides entre le caisson et le béton immergé (Levillain, 1980) ;
- La maçonnerie était ensuite montée.

La Figure II-26 présente une coupe des fondations du pont de Belle-Croix construit sur la Loire en 1861. Les têtes des pieux ont été enserrées dans un massif en béton immergé sous-jacent à un caisson immergé.

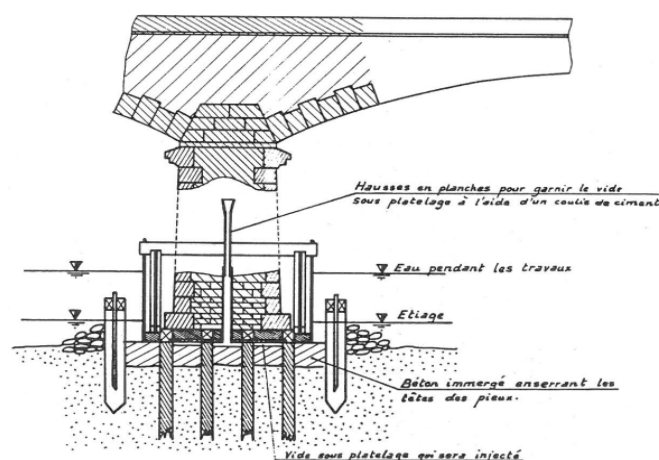


Figure II-26. Coupe des fondations sur pieux enserrés dans un massif en béton immergé et emploi d'un caisson immergé - pont de Belle-Croix (Levillain, 1980)

Le premier emploi du caisson immergé reposant sur des têtes de pieux enserrées dans un massif en béton remonte à la construction du pont d'Iéna sur la Seine en 1806 (Degrand et Résal, 1888). Deux rangées de palplanches solidarisiées avec des traverses ont été battues au droit des piles et avaient pour objectifs de rompre le courant et de faciliter la prise du béton. Le béton immergé a été coulé entre les pieux et le caisson immergé contenant la maçonnerie. Une fois montée, les palplanches ont été remplacées par des enrochements (Degrand et Résal, 1888 ; Croizette-Desnoyers, 1885) (Figure II-27).

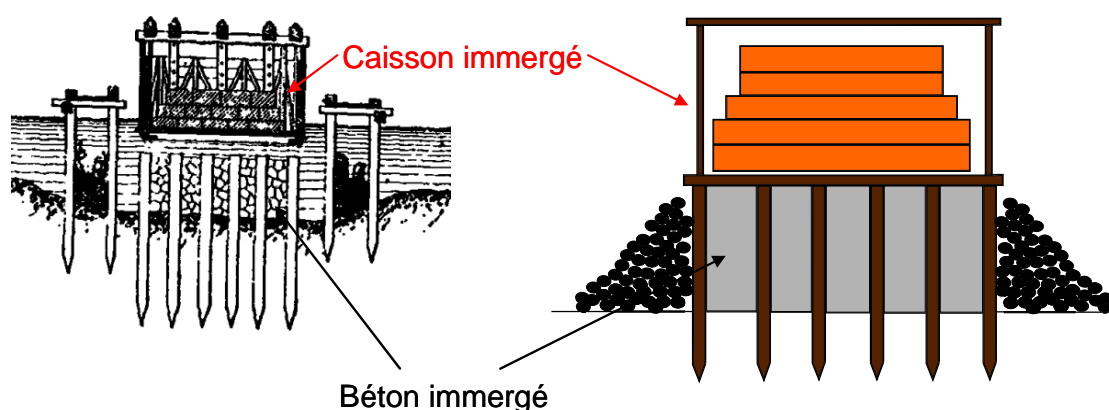


Figure II-27. Coupe des fondations d'une pile du pont d'Iéna (modifié d'après Degrand et Résal, 1888)

Technique du caisson sans fond

L'autre méthode employée au 19^{ème} siècle pour établir des fondations sous une hauteur d'eau importante consistait à utiliser des caissons sans fond dans lesquels le béton était coulé. Ces caissons pouvaient être étanches, perméables, ou étanches en partie supérieure et perméables en partie inférieure.

- Selon Chaix, (1890), les caissons étanches étaient utilisés si du sable ou de la vase risquait de pénétrer à l'intérieur du caisson après dragage du sol de fondation ;
- Les caissons perméables étaient employés si les risques de pénétration du sable ou de la vase à l'intérieur des caissons étaient limités ;
- Enfin, les caissons étanches en partie supérieure et perméables en partie inférieure étaient utilisés lorsque le béton enserrant les têtes des pieux devait être élevé à un niveau bien inférieur à celui du cours d'eau. Le béton était coulé en partie inférieure du caisson jusqu'à atteindre la partie supérieure. L'eau dans le caisson était ensuite épuisée et la maçonnerie montée à sec (Chaix, 1890).

Les fondations du pont de la Morinière ont été construites en 1880 à l'aide de caissons étanches sans fond en acier (Figure II-28). Les pieux ont été battus dans le sol et les caissons déposés sur le sol de fondation. Le béton a été coulé dans les caissons, le grillage fixé aux têtes des pieux et la maçonnerie montée (Levillain, 1980).

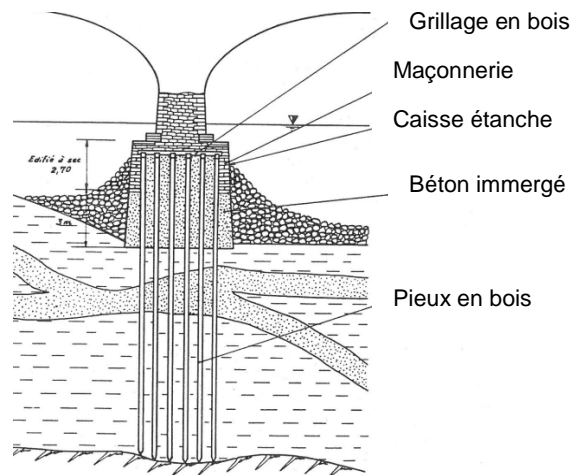


Figure II-28. Fondations du pont de la Morinière (modifié d'après [Levillain, 1980](#))

1.6.2 L'abandon du platelage et grillage dans les fondations

Le platelage a été progressivement abandonné dans les constructions des fondations à partir du 19^{ème} siècle. Le béton était alors coulé dans les interstices du grillage et la maçonnerie montée par-dessus.

Par exemple, les fondations des piles du pont Rousseau construit sur la Loire à Nantes en 1840-1841 (Figure II-29) sont constituées de pieux en bois dont les têtes sont enserrées dans le béton et fixées au grillage. La maçonnerie a été montée sur le grillage et le béton.

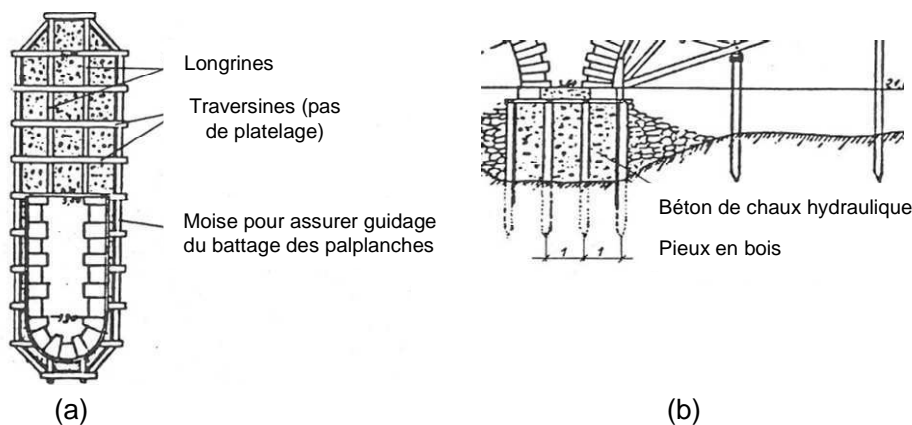


Figure II-29. Vues de dessus (a) et de profil (b) des fondations du pont Rousseau construit sur la Loire (modifié d'après [Levillain, 1980](#))

L'abandon du platelage dans les fondations a précédé celui du grillage dont la fonction principale était de lier les têtes des pieux entre elles. Elles ont été par la suite noyées dans le massif en béton et la maçonnerie montée sur ce massif (Figure II-30).

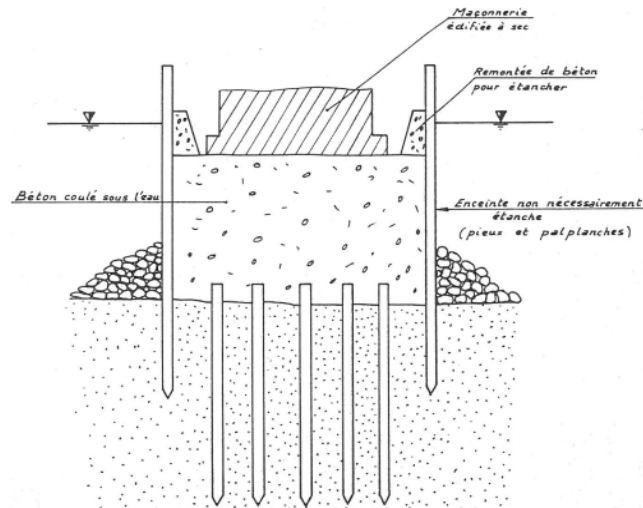


Figure II-30. Fondation sur pieux et plate-forme en béton (Levillain, 1980)

La Figure II-31 présente un schéma récapitulatif des différentes méthodes de construction des fondations sur des pieux en bois au 19^{ème} siècle.

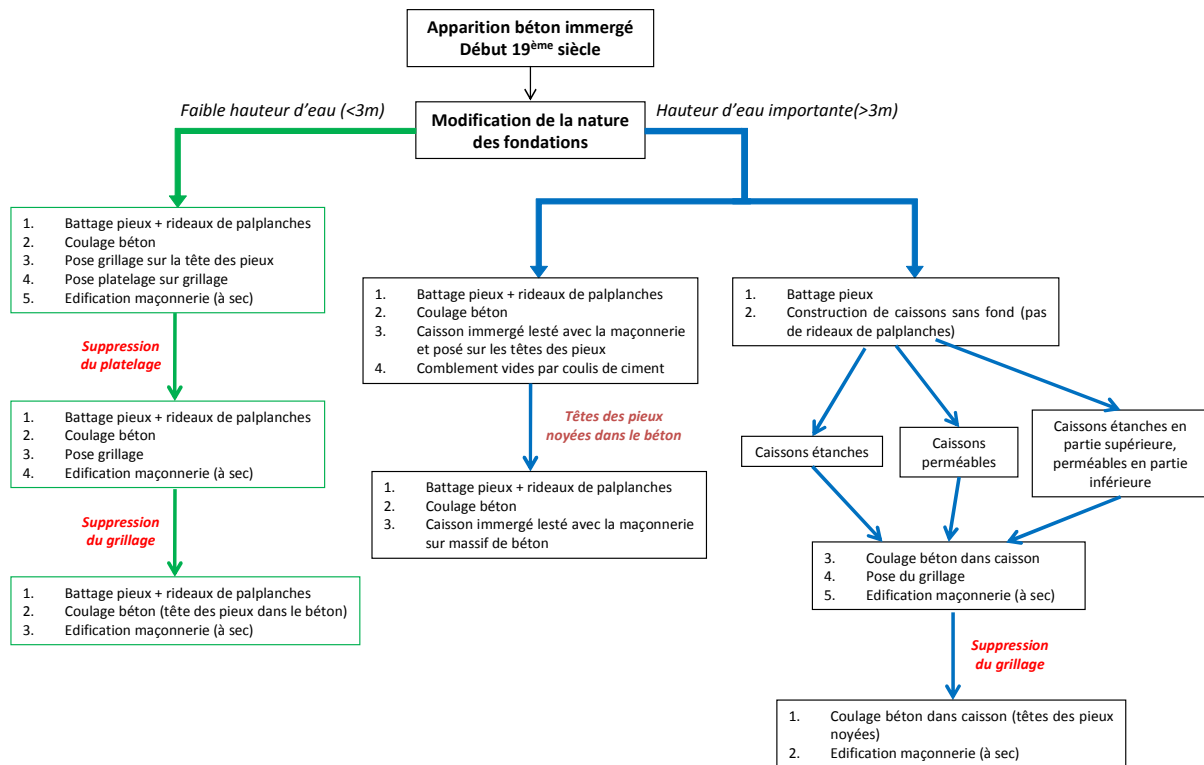


Figure II-31. Schéma récapitulatif des méthodes de construction des fondations sur des pieux en bois mises en œuvre au cours de l'époque industrielle

1.6.3 Les ponts routiers construits au cours de l'époque industrielle

Les caractéristiques des ponts fondés sur des pieux en bois et construits au cours de l'époque industrielle sont présentées dans le Tableau 7 en Annexe A. La Figure II-32 permet de les localiser sur le territoire français.

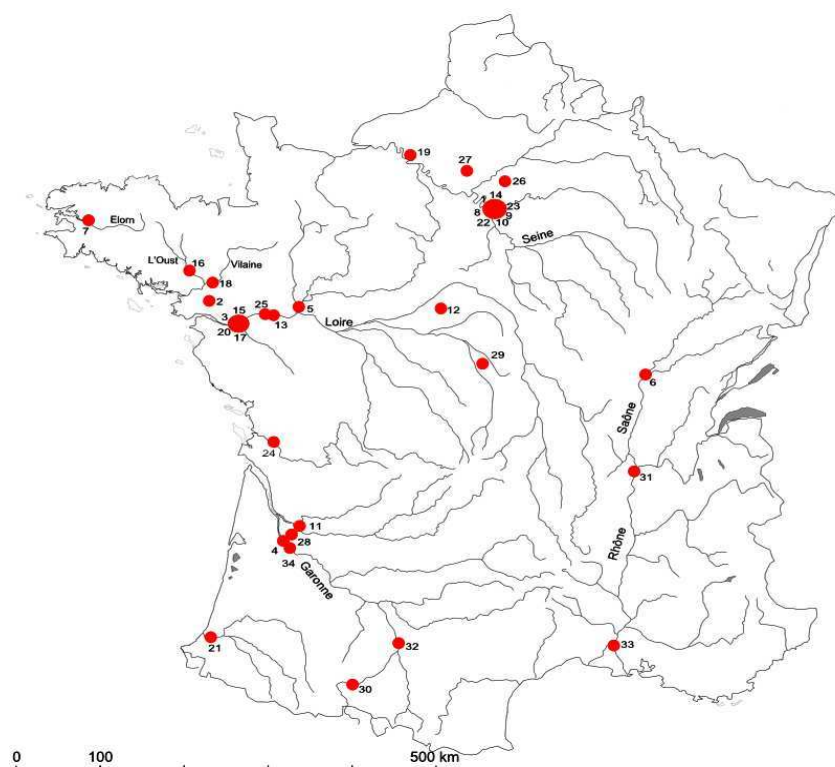


Figure II-32. Localisation des ponts datés de l'époque de l'époque industrielle

La Figure II-32 montre que les ponts construits sur des pieux en bois au cours de l'époque industrielle se situent principalement dans les bassins versants de la Loire et de la Seine. L'évolution des modes de transport fluvial et ferroviaire a contribué au développement et à la croissance des villes et nécessité la construction de nombreux ponts sur le territoire.

La majeure partie des ponts identifiés dans ce travail et datés de l'époque industrielle sont actuellement en service. Seuls 18 % d'entre eux ont été détruits. Les causes à l'origine de la ruine de ces ponts sont multiples : le pont de Belle-Croix à Nantes sur la Loire a été détruit lors d'un bombardement sur la ville en 1943, tandis que le pont Saint-Pierre construit en 1852 à Toulouse a été ruiné lors de la crue séculaire de la Garonne en 1875 [12].

Enfin, on rappelle que la liste des ponts présentée dans ce paragraphe est loin d'être exhaustive. Il existe d'autres ouvrages routiers fondés sur des pieux en bois, mais pour lesquels les documents d'archives sont inexistantes ou ont été détruits au cours des deux derniers siècles.

Si on étudie le tracé des voies de chemins de fer à la fin de cette époque, on peut penser qu'à l'exception de l'Auvergne et des zones montagneuses, la majorité des ouvrages ferroviaires ont été construits sur des pieux en bois.

1.6.4 L'abandon progressif des pieux en bois

L'étude des fondations des ouvrages construits au cours des époques antérieures a permis de montrer que la France possédait de nombreux ponts fondés sur des pieux en bois. Les plus récents sont datés de la fin du 19^{ème} siècle.

Les 19^{ème} et 20^{ème} siècles ont été marqués par un déclin progressif de l'emploi des pieux en bois dans les constructions et l'émergence de nouvelles technologies, principalement les pieux métalliques et les pieux en béton. Les origines et causes du déclin et de l'abandon de cette technologie de pieux sont multiples :

- L'invention des chaux hydrauliques industrielles intervenant dans la fabrication du béton immergé a facilité la mise en œuvre de ce matériau dans les constructions, dans la mesure où sa prise sous l'eau ne nécessitait plus de rendre étanches les batardeaux ;
- Les préjugés des constructeurs sur la résistance du bois par rapport à celle du béton ou de l'acier ont conduit à limiter l'emploi de ce matériau dans les constructions ;
- Les nouvelles technologies de pieux, comme les pieux vissés, ont progressivement remplacé les pieux en bois : la vitesse d'exécution et leur portance limite supérieure à celle des pieux en bois sont quelques raisons expliquant ce déclin (Darche, 1986 ; Chaix, 1890).

Ce retour d'expérience n'a pas permis d'identifier des ponts routiers construits sur des pieux en bois au 20^{ème} siècle.

Le Chapitre I, § 1.3.2.2 a néanmoins mis en évidence que de nombreux ouvrages portuaires et aménagements fluviaux datés de ce siècle reposent actuellement sur ce type de fondation. A titre d'exemple, l'écluse Saint-Félix à Nantes a été fondée sur des pieux en bois dans les années 1930. Suite à leur destruction au cours de la seconde guerre mondiale, les quais du Grand Port Maritime de Rouen ont été reconstruits sur des pieux en hêtre dans les années 1950. Plus récemment, en 2009, des pieux en bois ont été battus dans la baie de Saint-Malo dans le cadre de la protection des côtes.

1.7 Synthèse

Cette synthèse a pour objectifs de comparer les méthodes de construction des fondations sur des pieux en bois et le nombre de ponts construits au cours des différentes époques.

1.7.1 Les ponts français construits sur des pieux en bois

1.7.1.1 La construction des ponts à travers les siècles et les époques

L'étude des méthodes de construction des fondations des ouvrages présentées dans ce chapitre a permis d'identifier 125 ponts fondés sur des pieux en bois entre l'époque romaine et l'époque industrielle (Figure II-33).

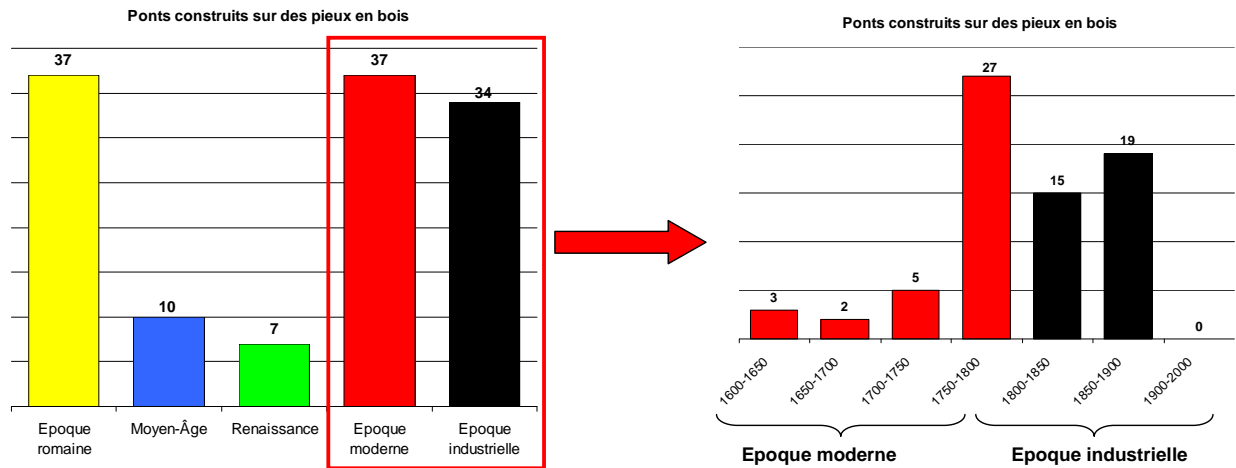


Figure II-33. Nombre de ponts construits sur des pieux en bois par époque

85 % des ponts construits au cours de l'époque moderne sont datés de la deuxième moitié du 18^{ème} siècle, époque marquée par l'extension des réseaux routier et ferroviaire et pendant laquelle Perronet et Gauthey ont eu en charge la construction de 18 ponts fondés sur des pieux en bois (Tableau 4 et Tableau 5 en Annexe A).

Enfin, l'intégralité des ponts identifiés dans ce retour d'expérience et datés de l'époque industrielle a été édifiée au cours du 19^{ème} siècle.

1.7.1.2 Localisation géographique des ponts sur le territoire

La Figure II-34 présente la localisation des ponts français fondés sur des pieux en bois et construits entre les époques du Moyen-Âge et industrielle. Les ponts romains, dont la plupart a disparu au cours des siècles précédents, ne sont pas pris en compte dans la suite de la synthèse.

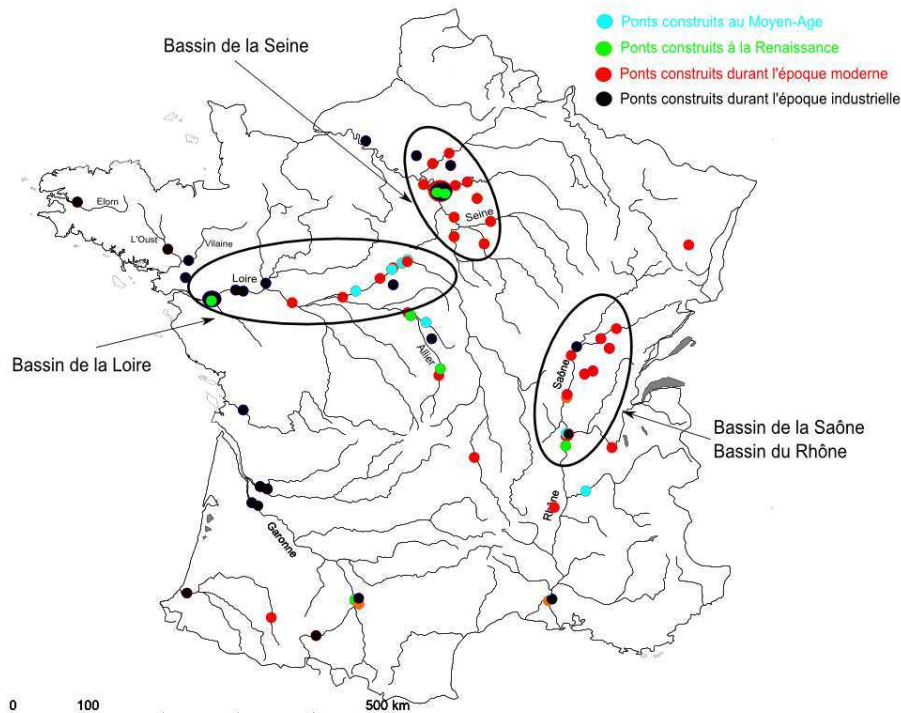


Figure II-34. Ponts construits entre les époques du Moyen-Âge et industrielle

La Figure II-34 montre que la majeure partie des ponts, indépendamment de leur époque de construction, se situe dans les bassins versants de la Seine, de la Loire, de la Saône et du Rhône. En effet, les fleuves représentaient des axes maritimes stratégiques (notamment durant l'époque napoléonienne au début du 19^{ème} siècle) et propices au développement des villes. D'autres ponts fondés sur des pieux en bois ont probablement été construits sur des rivières de plus faible importance mais accueillant dans leur lit des villes d'importance régionale comme par exemple Bayonne.

1.7.1.3 Les ponts français fondés sur des pieux en bois et en service

L'étude des fondations des ponts détaillées dans les précédents paragraphes a permis de mettre en évidence diverses causes à l'origine de la destruction des ouvrages fondés sur des pieux en bois. Elles sont reprises et détaillées dans la deuxième partie de ce chapitre.

La Figure II-35 présente le nombre de ponts actuellement en service en fonction de leur époque de construction.

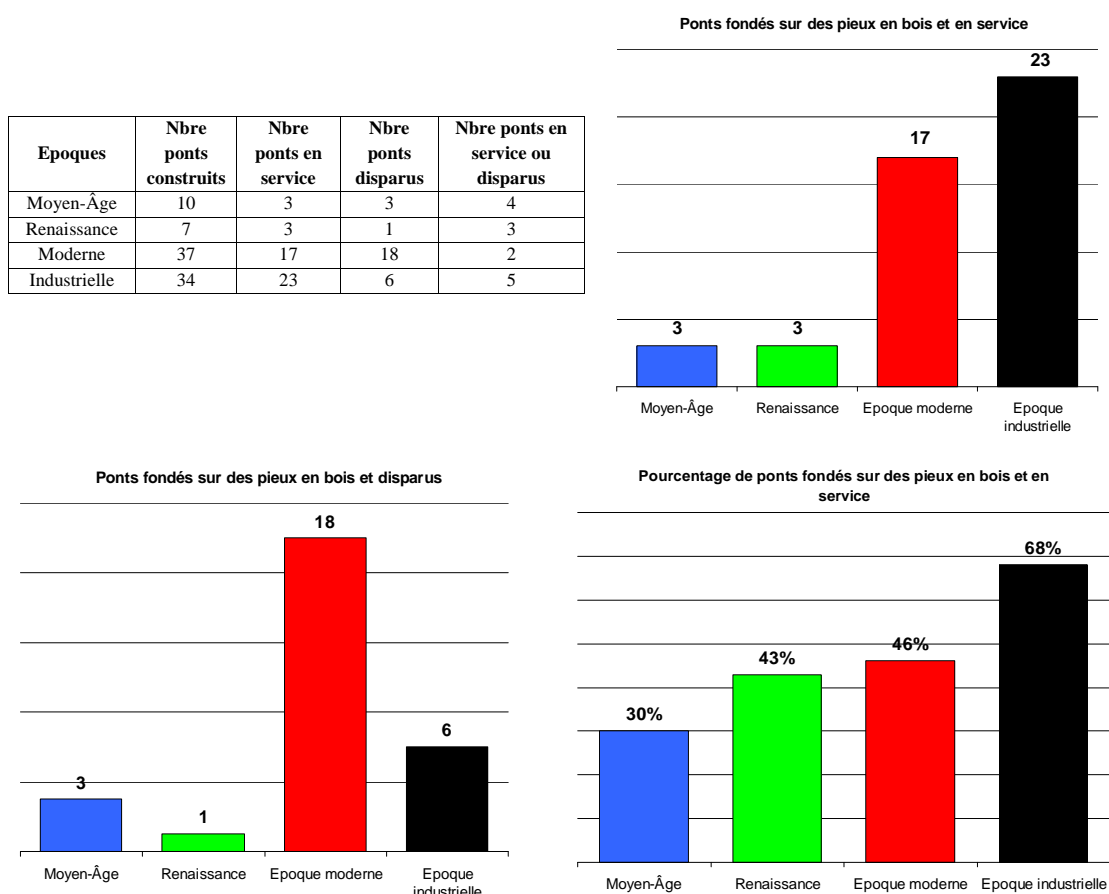


Figure II-35. Nombre de ponts fondés sur des pieux en bois et actuellement en service

46 % des ponts construits au cours de l'époque moderne sont actuellement en service. 68 % des ponts datés de l'époque industrielle le sont également. Ce pourcentage élevé peut s'expliquer d'une part, par l'emploi du béton dans les fondations assurant un renfort de la structure et d'autre part, par des constructions relativement récentes (datées de moins de deux siècles).

30 et 43 % des ponts datés respectivement du Moyen-Âge et de la Renaissance sont en service. Néanmoins, ces pourcentages ont été établis à partir d'un nombre limité d'ouvrages (10 pour le Moyen-Âge, 7 pour la Renaissance).

Enfin, la Figure II-36 présente la localisation géographique et l'état actuel des ponts fondés sur des pieux en bois sur le territoire français.

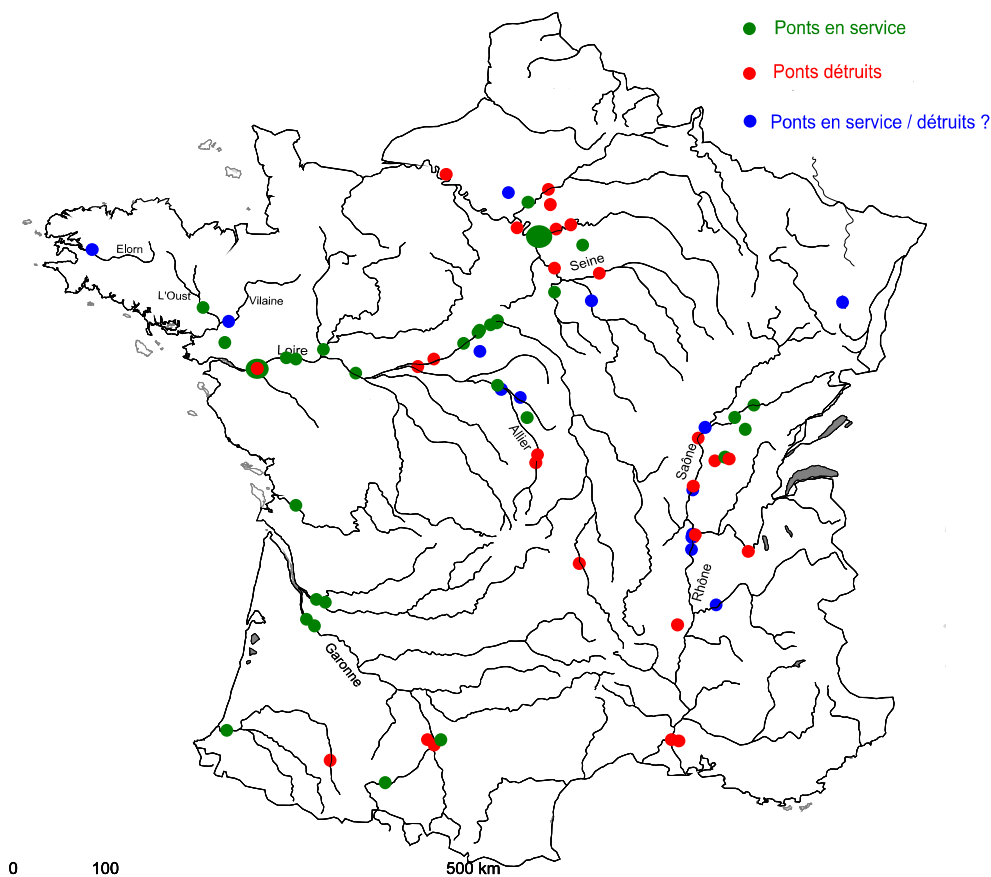


Figure II-36. Localisation et état actuel des ponts fondés sur des pieux en bois sur le territoire

Il existe à ce jour de nombreux ponts bâtis sur des pieux en bois et localisés sur la Loire et ses affluents : 61 % des ponts identifiés dans le bassin versant de ce fleuve sont en service.

9 ponts (sur les 17 identifiés) sont situés dans le bassin versant de la Seine et 4 dans les bassins versants du Rhône et de la Saône.

Enfin, le manque d'information n'a pas permis de déterminer l'état actuel de 14 ponts routiers, ce qui représente 16 % de l'ensemble des ponts construits sur des pieux en bois identifiés dans cette étude.

1.7.2 Les fondations des ponts

1.7.2.1 Les types des fondations

L'étude des méthodes de construction des ponts présentées dans ce chapitre a également mis en évidence la diversité des types de fondations.

Les fondations des ouvrages édifiés au cours des époques moderne et industrielle sont pour la plupart connues. En revanche, l'absence d'écrits et de documents d'archives datés du Moyen-Âge et de la Renaissance n'a pas permis d'identifier les types de fondations de nombreux ouvrages construits au cours de ces deux époques.

La Figure II-37 présente le nombre de ponts routiers fondés sur des pieux en bois en fonction des méthodes de construction de leurs fondations.

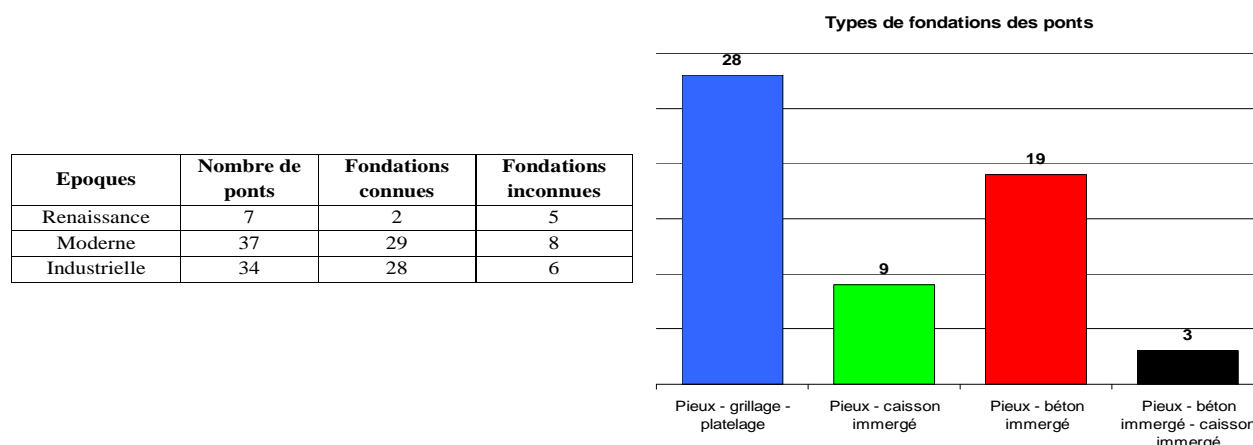


Figure II-37. Nombre de ponts en fonction des méthodes de construction des fondations

La Figure II-37 montre que :

- 47 % des ponts routiers identifiés dans ce travail reposent sur des pieux en bois solidarisés à un grillage et à un platelage ;
- 53 % des ponts construits sur des pieux en bois fixés à un grillage et à un platelage ou à un caisson immergé sont actuellement en service ;
- 54 % des ouvrages dont les fondations sont constituées de pieux en bois et de béton immergé sont en service.

1.7.2.2 Les caractéristiques géométriques des pieux en bois

Les longueurs et les diamètres des pieux en bois battus sur les chantiers ont été identifiés à partir des données publiées dans la littérature et contenues dans les mémoires des constructeurs (Figure II-38).

Epoques	Nombre de ponts	Ponts avec longueurs des pieux connus	Ponts avec diamètres des pieux connus
Moyen-Âge	8	5	5
Renaissance	6	1	0
Moderne	37	17	13
Industrielle	34	17	12

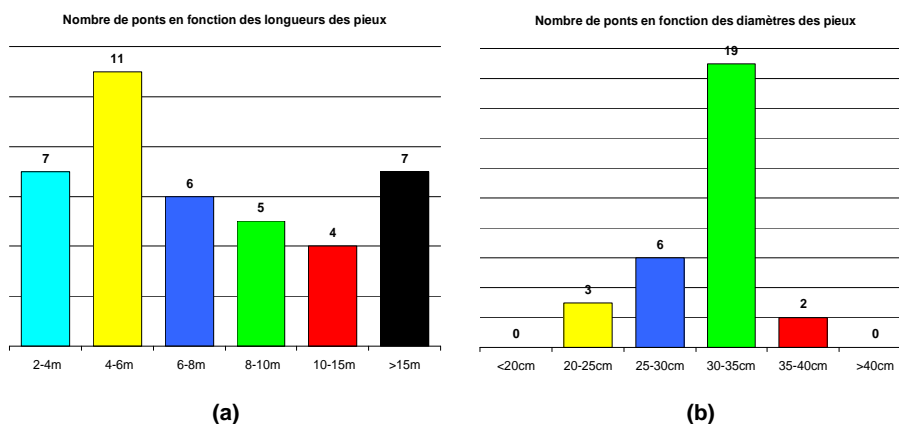


Figure II-38. Nombre de ponts en fonction des longueurs (a) et des diamètres des pieux (b)

La Figure II-38a montre que 83 % des ponts ont été construits sur des pieux en bois de longueurs comprises entre 2 et 15 m.

63 % des pieux battus ont un diamètre compris entre 30 et 35 cm (Figure II-38b).

2 Désordres et renforcement des fondations des ouvrages

2.1 Les désordres relevés sur les ouvrages

2.1.1 Désordres des ponts situés dans les bassins de la Loire et de la Garonne

Le Chapitre II, § 1 a permis d'établir que de nombreux ouvrages fondés sur des pieux en bois avaient été détruits puis reconstruits au cours des siècles passés.

Un des faits marquants du 20^{ème} siècle a été l'effondrement du pont Wilson à Tours en 1978. Suite à cet effondrement, le ministère de l'Équipement de l'époque a lancé une campagne de reconnaissance et d'inspection des ouvrages situés sur la Loire et ses affluents. Elle avait pour objectifs de relever les désordres sur ces ouvrages et d'identifier leurs origines, puis de réaliser les travaux de confortement nécessaires pour assurer leur pérennité. Les documents d'archives des Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées relatifs à ces investigations ont permis d'établir les désordres (avec leurs origines) relevés sur ces ouvrages.

Le Tableau II-3 présente les désordres relevés sur huit ponts construits sur des pieux en bois et situés sur la Loire et ses affluents ainsi que sur quatre autres ponts construits sur la Garonne, la Dordogne et le Gave de Pau.

Tableau II-3. Caractéristiques et désordres des ponts dans les bassins versants de la Loire et de la Garonne

Nom Construction	Ville Cours d'eau	Longueur (m) Largeur (m) Nbre piles	Nbre pieux / pile Long pieux (m) Diam pieux (cm) Espacement pieux (m) Essence	Géologie du terrain	Désordres	Origine des désordres
Pont de Beaugency (18 ^{ème} siècle)	Beaugency Loire	460 10 27	120 3 20 à 30 0,9 ?	Alluvions sablo-graveleuses	Dégradation de la maçonnerie, de la tête des pieux Joints altérés	Affouillements des piles causés par des pieux extérieurs non jointifs Absence d'un rideau continu de pieux favorisant les circulations des filets d'eau et le lessivage des enrochements noyés dans la matrice argileuse. Erosions des alluvions sous-jacentes
				Calcaire dur	Mauvais état des piles et des voûtes.	
Pont Wilson (18 ^{ème} siècle)	Tours Loire	436,6 15 14	122 7,8 27 1,2 Chêne	Alluvions sablo-graveleuse	Vides de 15 cm retrouvés sous le platelage d'une des piles (rôle minime dans l'effondrement)	Glissement et abaissement des talus d'enrochements, enlèvement du sable situé sous le grillage provoqués par l'affouillement
				Substratum de calcaire gréseux contenant du sable (tuffeau turonien)	Instabilité latérale des pieux dégarnis sur une certaine profondeur sous le platelage Approfondissement du lit de la rivière et augmentation de la vitesse de l'eau	Abaissement général du niveau de la Loire provoqué par une extraction intensive de matériaux et par l'arasement d'îles afin de faciliter l'écoulement des eaux
Pont Georges 5 (18 ^{ème} siècle)	Orléans Loire	325 23 8	202 2,6 à 18,5 30 1 Chêne	Alluvions	Tassement d'une des piles en 1758 lors de la construction de voûtes Mauvaise qualité et dégradation du blocage situé entre le sol de fondation et le platelage	Développement d'affouillements
				Calcaire tendre à très tendre avec des niveaux discontinus de calcaire induré	Erosion par circulation d'eau	Erosion par circulations d'eau du toit des sols de fondation
Pont de Thouare (19 ^{ème} siècle)	Thouare Loire	212±392 ? 12	41 18 30 ou 40*40 ? Sapin	Alluvions sableuses	Disparition locale du rideau de vannage et du béton cyclopéen	Augmentation importante des vitesses du courant et formation de fosses d'érosion causées par une réduction du débouché superficiel due à la protection des piles et des massifs d'enrochements
				Argile	Disparition progressive des enrochements	Extraction de granulats et déroctages de certains seuils rocheux entraînant l'affouillement des piles
				Sable grossier Substratum micaschiste		
Pont de Saumur (18 ^{ème} siècle)	Saumur Loire	277 ? 11	116 6 25 ? Chêne	Alluvions (sables de Loire)	Affaissement de la pile n°5 en 1968, en quelques heures (24 cm en aval et de 32 cm à l'amont), puis poursuite du mouvement pendant les cinq semaines suivantes pour atteindre 32 cm à l'aval et 35 cm à l'amont	Affouillement de la pile n°5 (avec création de vides sous le platelage)
				Craie marneuse du Turonien	Vides sous le platelage de la pile n°5	
				Marne grise compacte	Rupture du platelage à la périphérie de la pile et cassure de certains pieux	
Pont sur l'Arnon (18 ^{ème} siècle)	Saint-Hilaire de Court Arnon	76 13 4	44 3,5 30 0,9 ?	Alluvions sablo-graveleuses lâches à très lâches	Mauvais état des parois avec la friabilité de béton de chaux Dégarnissage des têtes des pieux	Manque de protection efficace contre les affouillements entraînant une détérioration des mortiers et des pierres des sousassements
				Argile tendre et marnes grisâtres très raides	Faibles caractéristiques mécaniques de la maçonnerie Altération ou rupture du platelage sur l'une des piles	Creusement du lit au droit des arches et augmentation des affouillements sous les appuis causés par un ensablement des 2 arches coté rive gauche dirigeant la quasi-totalité des eaux vers 2 autres arches.

Nom Construction	Ville Cours d'eau	Longueur (m) Largeur (m) Nbre piles	Nbre pieux / pile Long pieux (m) Diam pieux cm Espacement pieux (m)	Géologie du terrain	Désordres	Origine des désordres
Saint-Florent-sur-Cher (19 ^{ème} siècle)	Saint-Florent-sur-Cher	120	26	Cailloux et blocs avec du sable argilo graveleux	Maçonnerie de mauvaise qualité	Approfondissement du lit, affouillement et dégarnissage du lit
		?	?	Calcaire dur	Joints en béton de chaux friables et même parfois délavés	Manque de protection efficace contre les affouillements
	6	30	Altération du platelage et de la tête des pieux			
Pont Saint-Nicolas (13 ^{ème} siècle)	Saint-Hilaire Loiret	128	21-43	Matériau alluvionnaire à dominante sableuse	Affaissement des appuis	Conditions hydrauliques défavorables. Massif calcaire est le siège d'importantes circulations d'eau qui provoquent une dissolution et une érosion mécanique de calcaire
		7,80-8,50	?		Affouillement localisé sous la maçonnerie	
		7	?	Massif de calcaire hétérogène	Erosion du sol support	Présence de sources (existence d'une nappe karstique en charge)
Pont de pierre (19 ^{ème} siècle)	Bordeaux Garonne	487	250	Vase et argile molle	En 1995, effondrement du talus au voisinage de la pile 7, avec dégarnissage de la première rangée de pieux sur toute la hauteur et sur le tiers de la face aval du massif de fondations	Les faibles caractéristiques mécaniques de l'argile et de la vase sont à l'origine du tassement des piles n°1 à 5. La dégradation partielle des pieux en bois et les vides observés sous la plateforme ont participé à l'aggravation du phénomène.
		14,8	8 à 10			
		16	25 à 30	Marnes calcaires de raides à très dures	Baisse du courant et à l'inverse augmentation de la vitesse du courant des marées par des remplissages successifs et la présence des pieux. Erosion du lit de la rivière par le courant	
Pont Eiffel (19 ^{ème} siècle)	Cubzac-les-ponts Dordogne	X	632	Remblai	Tassement de la pile culée rive droite l'été, stabilisation l'hiver	Mauvaises caractéristiques mécaniques du sol responsables des tassements
			15	Alluvions (argile limoneuse, sol organique argilo-limoneux et sols grenus (sables et	Dislocation de la maçonnerie	
			30	Marne avec faciès marneux, argileux et sableux		
Pont de Nay (19 ^{ème} siècle)	Nay Gave de Pau	110	?	Sable	Vides sous le platelage (poche d'air atteignant 30cm de hauteur)	Vitesse d'érosion élevée à la suite de plusieurs crues d'hiver et de printemps
		12,6	27*27	Argile	En 1971, mise à nu de la partie supérieure des pieux jusqu'au platelage	Développement d'affouillements
		5	0,9 à 1,2			
Pont de Libourne (19 ^{ème} siècle)	Libourne Dordogne	178	180	Argile molle noirâtre ou vase	En 1968, nombreuses fissures et fractures sur le fût des pieux	Désordres liés au mouvement des fondations (tassement ou affouillement)
		16	?	Sables et graviers	Vide relatif lié aux enrochements dans lequel des circulations d'eau ont pu être mises en évidence	
		8	0,9	Substratum marno-calcaire		

Le Tableau II-3 montre que les désordres relevés sur les ouvrages fondés sur des pieux en bois sont multiples. En site aquatique, ils sont soumis, selon le [Ministère des Transports, \(1980\)](#), à deux types d'actions des eaux qui peuvent s'exercer sur l'ensemble de l'ouvrage ou localement. Ils sont détaillés dans le Chapitre II, § 2.1.2 et § 2.1.3.

2.1.2 Action du cours d'eau sur l'ensemble de l'ouvrage

En 1979, le [Ministère des Transports, \(1980\)](#) de l'époque a estimé que 5,2 Mt de matériaux avaient été prélevés annuellement dans la Loire alors que l'approvisionnement naturel en sédiments était négligeable et que les seuils existants (enlevés au fur et à mesure des années) étaient faibles. Cette extraction intensive des matériaux a entraîné le creusement du fond du lit du cours d'eau et par la suite un dégarnissage de la tête des pieux en bois sous les fondations. La modification du profil peut également conduire à un exhaussement du fond. Ces deux phénomènes ont été observés sous les fondations du pont de Saint-Hilaire-de-Court situé sur un affluent de la Loire (l'Arnon) (Tableau II-3).

L'affouillement général des fondations peut se produire en période de crue lorsque la vitesse élevée du courant lessive l'ensemble des particules en fond de cours d'eau. Le déchaussement et le dégarnissage d'une partie des pieux de fondation dans le terrain entraînent alors une diminution de la portance limite des pieux (Figure II-39).

Le dégarnissage des pieux a été la principale cause responsable de l'effondrement du pont Wilson à Tours en 1978 (Tableau II-3). L'abaissement général du niveau de la Loire a résulté de l'extraction intensive de matériaux et de l'arasement d'îles pour faciliter l'écoulement des

eaux. Cette extraction intensive a conduit à un approfondissement du lit du fleuve et à une augmentation de la vitesse de l'eau. Elle a également entraîné une modification de la granulométrie et une diminution de la densité des alluvions qui sont devenues plus mobiles. Les talus d'enrochements déposés au droit des piles ont progressivement glissé et le sable situé sous le grillage a été lessivé. L'effondrement des piles a résulté de l'instabilité latérale des pieux dégarnis sur une certaine hauteur sous le platelage (Gounon, 1981).

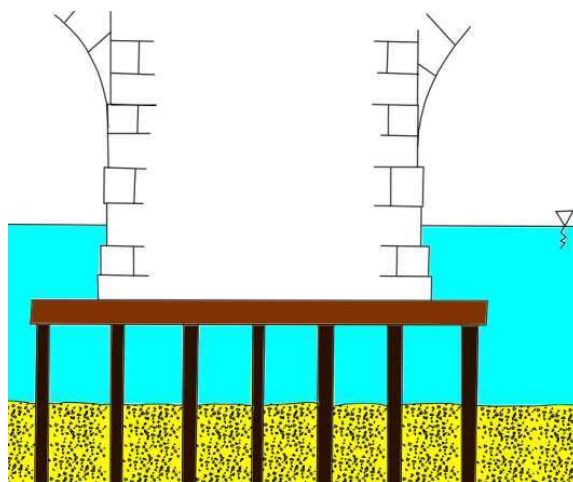


Figure II-39. Phénomène d'affouillement général observé sous les piles du pont Wilson à Tours (modifié d'après Grattesat, 1980)

2.1.3 Actions du cours d'eau localisée au voisinage de l'ouvrage

L'action localisée au voisinage de l'ouvrage se traduit principalement par le phénomène d'affouillement local, différent de l'affouillement général. Il résulte de mouvements tourbillonnaires des eaux au niveau des piles du pont et consiste en la formation d'entonnoirs à la base des piles (Figure II-40).

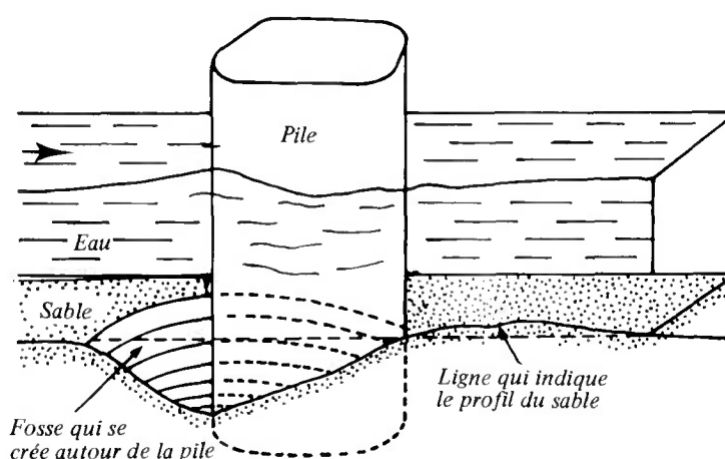


Figure II-40. Affouillement local d'une pile dans le sol (Ministère des Transports, 1980)

L'affouillement local entraîne un dégarnissage partiel des têtes des pieux. L'ouvrage est alors fragilisé, mais sa ruine n'est pas systématique. A titre d'exemple, ce type d'affouillement a été

découvert sous les fondations du pont Georges V construit sur la Loire ou du pont Saint Nicolas édifié sur le Loiret au 13^{ème} siècle (Tableau II-3).

2.1.4 Origines des désordres observés sur les ouvrages fondés sur pieux bois

Selon le [Ministère des Transports, \(1980\)](#), les désordres observés sur les ouvrages peuvent résulter de :

- la désorganisation des massifs d'enrochement qui s'affaissent suite à l'affouillement du lit du cours d'eau en pied de talus. Des vides liés à l'affaissement des enrochements au niveau des fondations du pont de Libourne ont entraîné la formation de circulations d'eau (Tableau II-3) ;
- la détérioration des batardeaux et des rideaux de protection suite à leur dégradation fongique ou par des insectes (Chapitre I, § 1.5.1). Ainsi, le rideau de vannage du pont de Thouaré (Tableau II-3) sur la Loire a localement disparu ;
- la formation de cavité et le dégarnissage des pieux (détaillés dans le Chapitre II, § 2.1.2 et § 2.1.3). Par exemple, des vides de 30 cm de hauteur entre les pieux et le platelage ont été découverts sous les fondations du pont de Nay sur le Gave de Pau (Tableau II-3). Ce dégarnissage entraîne une diminution de leur portance limite et de leur résistance aux efforts latéraux ;
- la dissolution de la chaux des mortiers par l'eau douce. Ce phénomène a été observé sous les fondations du pont de Beaugency et du pont de Saint-Florent-sur-Cher où des joints en béton de chaux étaient friables, voire même délavés (Tableau II-3) ;
- la dégradation du grillage, du platelage et des pieux de fondation qui fragilise la structure de l'ouvrage.

Il existe également d'autres causes de désordres, principalement liées aux insuffisances d'origines, aux faits de guerre, aux aléas naturels et à l'absence d'entretien :

- Les portances limites des pieux évaluées à partir des formules de battage (Chapitre V, § 1.1) peuvent être surestimées. Cette surestimation conduit alors à des tassements importants des ouvrages. Par exemple, la pile culée du pont Eiffel à Cubzac-les-Ponts située en rive droite a tassé de plus d'un mètre entre 1839 et 1990 (Tableau II-3) ;
- L'absence d'entretien et la mauvaise qualité des matériaux constitutifs des piles ont conduit à la dégradation et la dislocation de la maçonnerie. Le pont de Saint-Florent-sur-Cher et le pont de Beaugency en sont deux exemples ;
- Les faits de guerre ont également été responsables de la ruine de nombreux ouvrages. Le pont de Pont Sainte-Maxence sur l'Oise, détruit au cours de la première guerre mondiale et le pont de Trilport sur la Marne, détruit en 1815, en sont quelques exemples. Suite au développement des villes, certains ponts ont été volontairement détruits afin d'être élargis ou déplacés, puis reconstruits ;
- Enfin, les aléas naturels, comme les embâcles survenus au cours des siècles derniers ont été à l'origine de nombreuses destructions de ponts, qu'ils soient ou non fondés sur des pieux en bois. En 1789, l'embâcle de la Loire a conduit à la ruine de quatre arches du pont de Tours situées à proximité de la rive droite.

2.2 Méthodes de renforcement des fondations des ouvrages sur pieux bois

Les désordres relevés sur les ouvrages construits sur des pieux en bois (Chapitre III, § 2.1) nécessitent divers travaux de renforcement des fondations. Ces travaux consistent principalement en la reprise en sous œuvre du massif de fondation par micropieux ou par injection de coulis (Tableau 8 en Annexe B) :

- La reprise en sous-œuvre des fondations par micropieux est effectuée dès lors qu'un défaut de portance est avéré. Il se traduit généralement par le tassement (ou même le déversement) des piles ou des culées. L'augmentation des charges de trafic sur l'ouvrage en est généralement la principale cause.

En 1995, l'effondrement du talus au voisinage d'une des piles du pont de pierre à Bordeaux a entraîné un dégarnissage de la première rangée de pieux sur toute leur hauteur et sur le tiers de la face aval du massif de fondation. Les tassements des piles du pont ont été stabilisés en exécutant des travaux de reprise en sous-œuvre par micropieux. Cette méthode a été adoptée dans la mesure où elle permettait de minimiser les perturbations au niveau de la structure existante. Le nombre de micropieux a été limité à 16 par piles (deux files de huit micropieux). Chaque micropieu reprenait une charge de 1,5 MN et possédait une longueur d'encastrement de 9 m dans les marnes calcaires. Une protection partielle de l'ouvrage contre les affouillements a également été mise en place en reconstituant un talus entre le massif en maçonnerie et le fond de la fosse, profilé avec des enrochements et un matelas de gabions (Bustamante et al., 1999).

Les tassements du pont Eiffel sur la Dordogne ont été également stabilisés en renforçant l'assise de la culée par des micropieux ;

- La reprise du massif de fondation par injection est réalisée lorsque des vides se forment entre le sol et les éléments en bois de la fondation. Par exemple, les piles du pont de Beaugency ont été perforées à partir du tablier. Les vides situés sous le platelage ont été comblés par injection quasi-gravitaire d'un mortier. Des enrochements avaient été préalablement coffrés avec du béton coulé (Figure II-41) (Waschkowski, 1979).

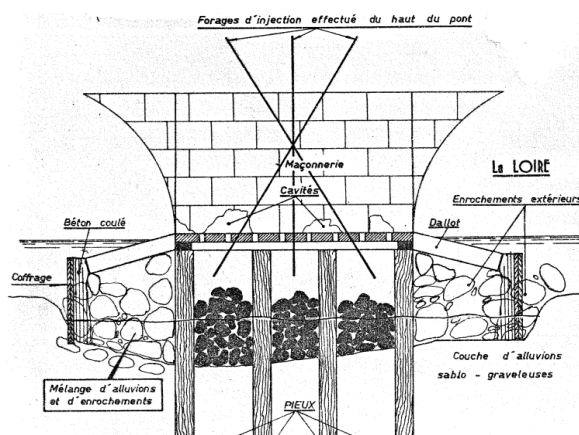


Figure II-41. Perforation d'une pile du pont de Beaugency à partir du tablier pour remplissage des cavités (Waschkowski, 1979)

Cette méthode de renforcement a été également mise en œuvre pour combler les vides entre le platelage et les têtes des pieux sous les piles du pont de Saumur, ou entre les alluvions et la maçonnerie des piles du pont de l'Arnon (Tableau 8 en Annexe B).

Enfin, une partie du platelage des fondations des piles du pont Georges V sur la Loire, détruite au cours de la seconde guerre mondiale, a été remplacée par une semelle en béton armé. Du coulis de béton a été injecté au niveau des pieux en bois affouillés afin de combler les vides et de solidariser les têtes des pieux à la maçonnerie.

Le coût élevé des méthodes de renforcement des fondations (installation de chantier, reconnaissance par plongée subaquatique, perforation de la maçonnerie, instrumentation et suivi des mesures à long terme) ont conduit certains maîtres d'ouvrage à remplacer les pieux en bois par des pieux en béton. Ainsi, au cours des dernières années, lors de la reconstruction des barrages fluviaux sur l'Yonne, les pieux en bois de fondation ont été substitués à des pieux en béton. Le Grand Port Maritime de Rouen a également remplacé les pieux en hêtre présentant un état de dégradation avancé et situés sous les quais (Chapitre I, § 1.3.2.2) par des pieux en béton.

La partie 2 de ce chapitre a mis en évidence l'importance des fondations dans l'origine des désordres relevés sur les ouvrages. Ces désordres résultent principalement des phénomènes d'affouillement.

L'état de dégradation des éléments en bois des fondations (pieux, grillage, platelage) de ces ouvrages doit également être évalué afin de prévenir tout dommage. A cet effet, la partie 3 de ce chapitre présente un guide d'inspection des fondations en bois des ouvrages.

3 Guide d'inspection des fondations en bois des ouvrages

On a vu, dans le Chapitre I, § 1.3.3.2, que les Pays-Bas possédaient de nombreux ouvrages bâtis sur des pieux en bois : la géologie du sol et le niveau d'eau de la nappe proche du terrain naturel ont été à l'origine de l'utilisation régulière, jusqu'aux temps présents, de cette technologie de pieux. On rappelle que 200000 pieux en bois ont été battus annuellement aux Pays-Bas ces dernières décennies lors de la construction de routes, de bâtiments agricoles, de maisons et de centres sportifs ([Reynolds et Bates, 2009](#)).

En 2003, la commission professionnelle hollandaise a rédigé un protocole d'inspection des fondations en bois des bâtiments. Ce protocole, du domaine public, est régulièrement mis en pratique aux Pays-Bas dans la mesure où la loi hollandaise impose qu'un diagnostic des pieux en bois soit réalisé dès lors que la structure d'une maison est modifiée (agrandissement, création d'un garage) ou lorsque le propriétaire d'un immeuble souhaite vendre un étage.

Ce protocole contient une méthodologie d'analyse et détaille les différentes étapes du diagnostic des fondations.

3.1 Présentation du guide d'inspection des fondations

Ce paragraphe reprend les différentes étapes de l'inspection des fondations en bois établies dans le protocole hollandais. L'intégralité de ce protocole est présentée en Annexe C. Les illustrations proviennent d'un diagnostic de fondations en bois réalisé dans la banlieue d'Amsterdam en 2010.

3.1.1 Fouille et classification du sol

La fouille est réalisée autour de la fondation (Figure II-42a) et doit posséder un rayon supérieur à 1 m. Les pieux sont déterrés sur les 50 premiers centimètres. Un système de pompage est mis en place afin de rabattre le niveau de la nappe pendant la durée de l'opération (Figure II-42b et Figure II-42c).

Le sol prélevé au cours de l'excavation est classifié. Les variations du niveau d'eau de la nappe sont également relevées.

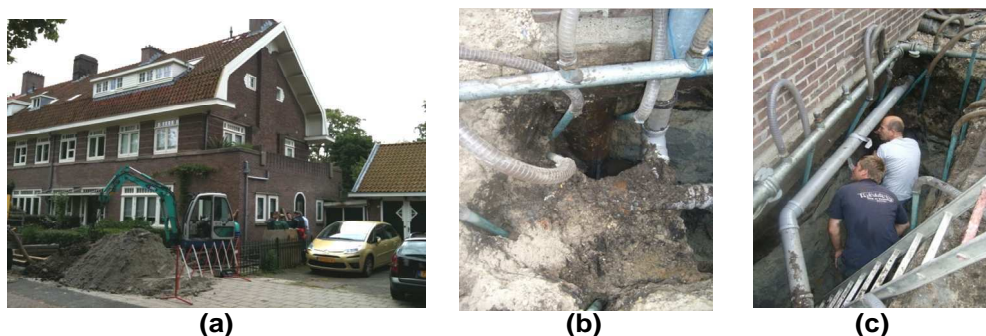


Figure II-42. Vue d'ensemble d'une maison inspectée aux Pays-Bas (a), système de pompage (b) et inspection des fondations (c)

3.1.2 Géométrie de la fondation

Les mesures suivantes sont relevées : diamètre du pieu, distance entre les pieux, épaisseur de la maçonnerie et du béton, hauteur du dé en béton entre les têtes des pieux et la maçonnerie, épaisseur et largeur des longrines, profondeur de la fondation par rapport au terrain naturel, niveau des eaux souterraines, déformation des longrines entre les têtes des pieux, inclinaison des pieux par rapport à la verticale (Figure II-43).



Figure II-43. Pieu en bois et connexion en béton

3.1.3 Qualité du béton et de la maçonnerie

L'état de la maçonnerie et du béton est décrit visuellement. Aucun échantillon n'est prélevé. Les fissures, les déformations de la maçonnerie, du béton, ainsi que la qualité de l'assemblage sont relevées. Des photos de l'ensemble de la fondation et de son état de dégradation éventuel (fissures, dégradation du bois et de la maçonnerie) doivent être également prises.

3.1.4 Tests de poinçonnement à l'aiguille et prélèvements d'échantillons

L'état de dégradation de la fondation en bois est déterminé à partir de mesures de poinçonnement d'une aiguille assimilable à une aiguille Proctor (Figure II-44a), de 5 cm de longueur et 5 mm de diamètre (fabricant Profound). Le ressort situé dans l'appareil est comprimé puis relâché. L'aiguille pénètre dans le bois lors de son relâchement et la valeur de la mesure est conservée sur l'indicateur.

Les poinçonnements sont effectués à une distance de 15 cm sous la connexion entre les pieux et les dés en béton. Trois mesures sont réalisées par pieu. La longueur de pénétration de l'aiguille dans le bois est relevée sur l'indicateur, puis reportée sur l'abaque présenté sur la Figure II-44b.

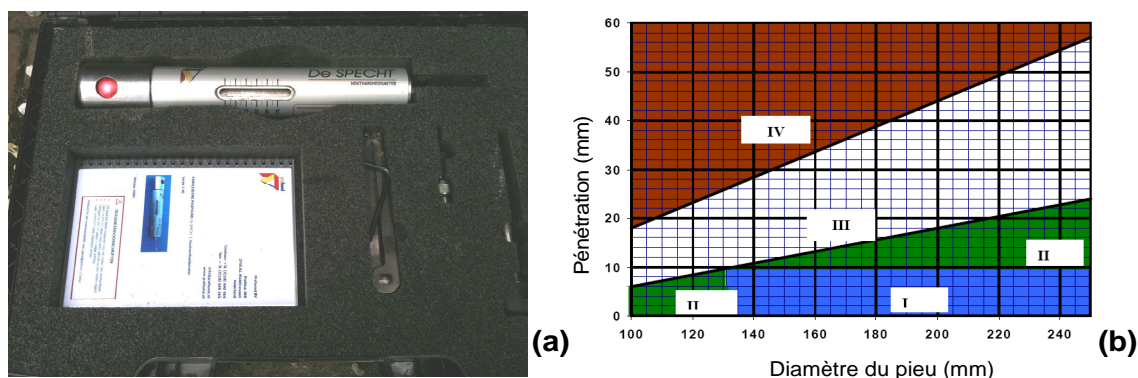


Figure II-44. Aiguille (a) et abaque permettant d'estimer l'état de dégradation du bois (b)

L'abaque de la Figure II-44, mettant en rapport la profondeur de pénétration de l'aiguille avec le diamètre du pieu, comporte quatre zones distinctes :

- Zone I : Le bois n'a subi aucune dégradation. Il n'est donc pas nécessaire de prélever d'échantillon ;
- Zone II : La faible dégradation du bois n'a aucune influence sur la résistance mécanique du pieu. Le prélèvement d'échantillon n'est pas nécessaire. Une recherche sur l'origine des dommages et de la dégradation du bois dans le temps peut néanmoins être effectuée ;
- Zone III : L'état de dégradation nécessite des prélèvements d'échantillons de bois. Les carottes prélevées sont analysées par la suite en laboratoire ;
- Zone IV : Cette zone correspond à un pieu fortement dégradé. Sa résistance mécanique est considérée comme faible. Les prélèvements d'échantillons sont obligatoires.

Les échantillons de bois sont prélevés à l'aide d'un carottier (de marque Le Besson) de 30 cm de longueur et 7 mm de diamètre intérieur (Figure II-45a). Le nombre de carottes est évalué

par l'opérateur réalisant l'inspection en fonction de l'état de dégradation des pieux (Figure II-45b).



Figure II-45. Carottier (a) et prélèvement d'échantillon à l'aide du carottier (b)

3.2 Application du protocole à un cas pratique : le viaduc des cent arches

Ce protocole a été appliqué lors de l'inspection des fondations en bois du viaduc ferroviaire des cent arches situé dans la palue d'Arveyres, à proximité de Libourne (33). Les objectifs de l'inspection étaient, d'une part, de déterminer et de caractériser l'état de dégradation des éléments en bois des fondations de ce viaduc (platelage, grillage, pieux) et d'autre part, de valider le protocole d'inspection pour compléter le référentiel et donner un avis sur l'état des fondations.

3.2.1 Présentation du viaduc et de la zone de travail

3.2.1.1 Description de l'ouvrage et de ses fondations

L'ouvrage est un viaduc en maçonnerie, situé dans la palue d'Arveyres sur la ligne n° 570 000 de Paris à Bordeaux, au Pk 550 + 433 (Figure II-46a). Ce viaduc, dont la construction remonte à 1846-1850, est composé de 100 arches, de 10 m d'ouverture et fondées sur des pieux en bois. D'après les documents d'archives, l'épaisseur et la largeur des piles valent respectivement 1,70 m et 8 m (Figure II-46b).

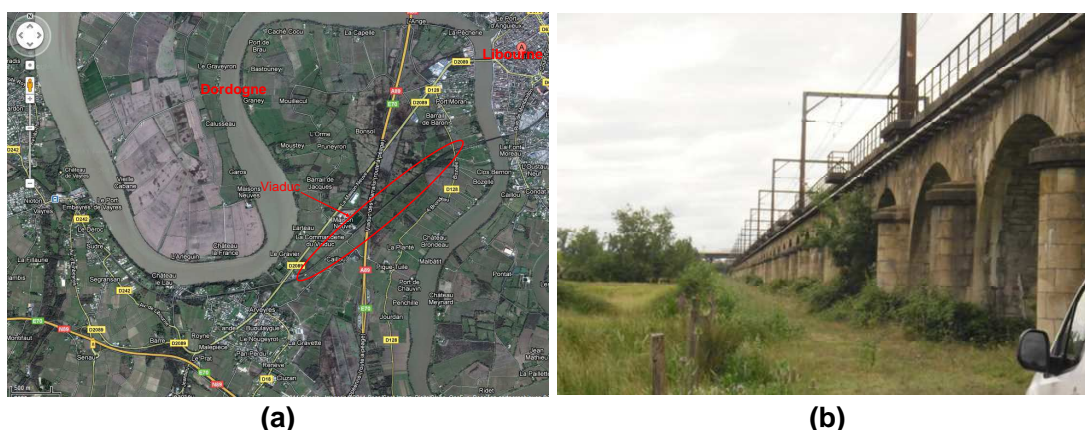


Figure II-46. Localisation du site (a) et vue de l'ouvrage (en direction de Bordeaux) (b)

3.2.1.2 Coupe géologique du site

L'ouvrage est localisé dans une plaine alluviale, ancien méandre de la Dordogne. D'après les relevés piézométriques réalisés lors de la reprise de l'ouvrage en 1993-1994 et fin 2011, la nappe se situe à environ 2 m sous le terrain naturel. Deux piézomètres sous les arches n° 79 et n° 90 indiquaient, fin 2011, des profondeurs du niveau d'eau sous le terrain naturel respectivement égales à 1,37 m et 1,96 m.

La Figure II-47 présente la coupe géologique du terrain au droit d'une pile (numéro inconnu). Cette coupe, établie à partir des plans d'archives, a été modifiée en fonction des relevés topographiques effectués sur le terrain en 2011.

	0
Terre végétale	1,6 m
Vase	4,50 m
Sable mêlé de vase et gravier	5,75 m
Gravier peu compact	6,25 m
Gravier dur	

Figure II-47. Coupe géologique du site

3.2.1.3 Caractéristiques des fondations

D'après les documents d'archives (Figure II-48), les fondations de chaque pile seraient constituées d'un platelage en bois (pin) de 8 cm d'épaisseur situé à 2 m sous le terrain naturel de l'époque (1850). Le platelage reposerait sur un grillage en bois de 25 cm d'épaisseur. La largeur des longrines et des traverses serait égale à 30 cm. Le grillage serait fixé à 4 rangées de 11 pieux de 30 cm de diamètre et 5,20 m de longueur. Les pieux seraient espacés

longitudinalement de 80 cm et transversalement de 1,1 m. La tête des pieux serait située dans les vases à 2,3 m de profondeur et leur pointe encastrée dans les graviers durs.

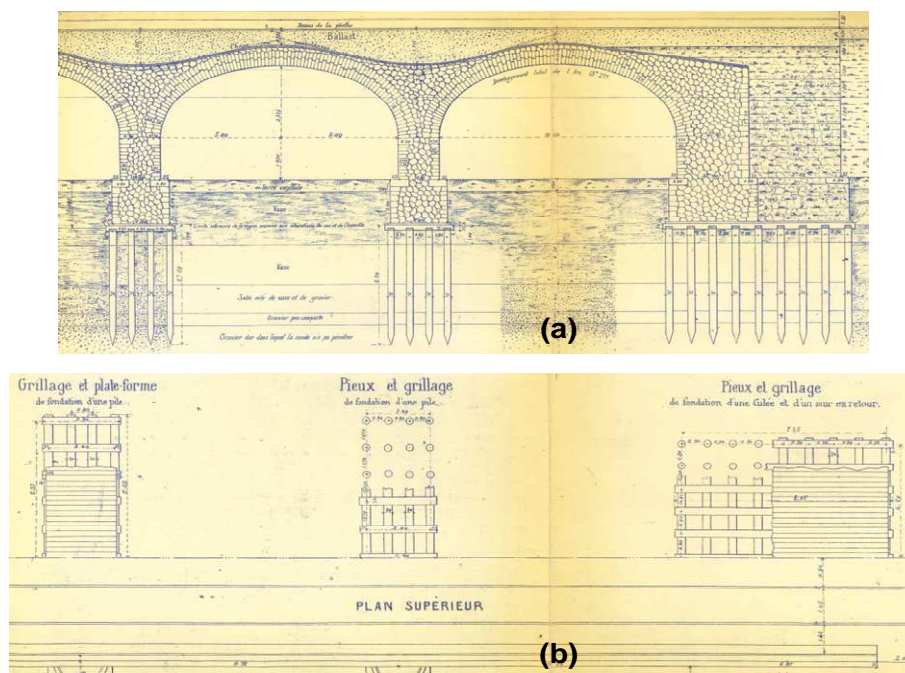


Figure II-48. Coupe longitudinale des fondations (a) et vue en plan des fondations (b) (plans d'archives)

3.2.2 Phasage des travaux

3.2.2.1 Choix de la zone de fouille

La fouille a été réalisée sous l'arche n° 87 du viaduc. Cette arche a été retenue pour effectuer les travaux car elle était facile d'accès pour la pelle mécanique et sa structure ainsi que celles des piles et arches l'encadrant (n°88 et n°86) ne présentaient, d'après les précédents rapports d'inspection, que des désordres minimes au niveau de la voûte (Figure II-49).

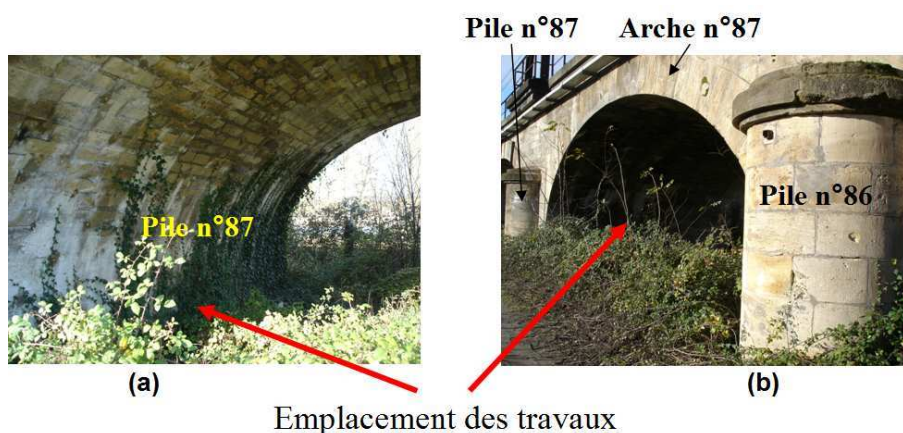


Figure II-49. Photos de la pile n°87 (a) et de l'arche n°87 (b)

Des travaux de débroussaillage ont été préalablement réalisés sous l'arche n° 87 afin de dégager le terrain pour les travaux de fouille et d'établir une zone de dépôt temporaire des déblais.

3.2.2.2 Réalisation de la fouille et description des fondations

Les mesures relevées sur site fin 2011 ont montré que le terrain naturel était situé à 70 cm sous la naissance des voûtes, et non à 1,90 m comme l'indiquaient les plans d'archives du projet datés de 1850 (Figure II-51).

Le terrain a été excavé sur 3,70 m de hauteur au droit de la pile. Les pentes de la fouille étaient de l'ordre de 3 : 2 (Figure II-50a et b). L'objectif initial de la fouille était de déterrer trois têtes de pieux sur une hauteur de 70 cm. Le niveau de la nappe se situant à 2,50 m sous le terrain naturel, un système de pompage a été mis en place afin de le rabattre au maximum (Figure II-51c).

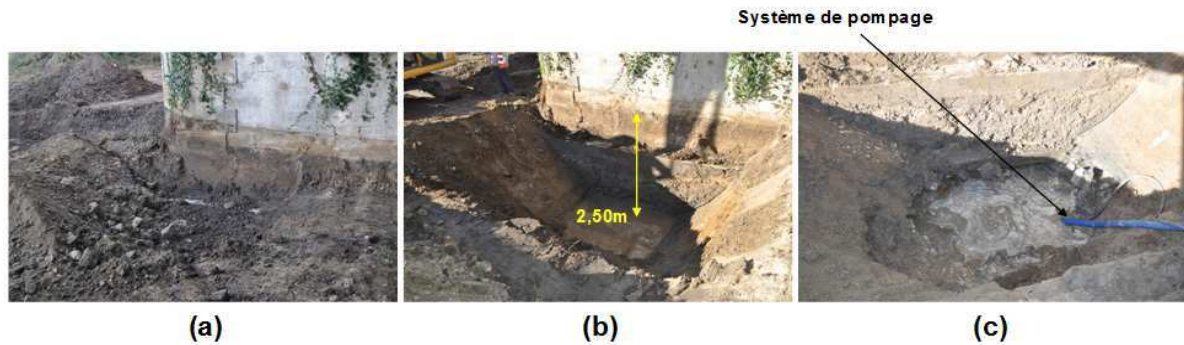


Figure II-50. Réalisation de la fouille (a et b) et système de pompage (c)

La Figure II-51a présente une coupe transversale de la fondation de la pile n° 87 avec les profondeurs du platelage, du grillage et des pieux en bois déterminées à partir des plans d'archives (en noir). La hauteur du terrain naturel, ainsi que les dimensions des éléments en bois (grillage, pieux) ont été relevées lors de la réalisation de la fouille (en rouge). La Figure II-51b présente un zoom du grillage et des pieux.

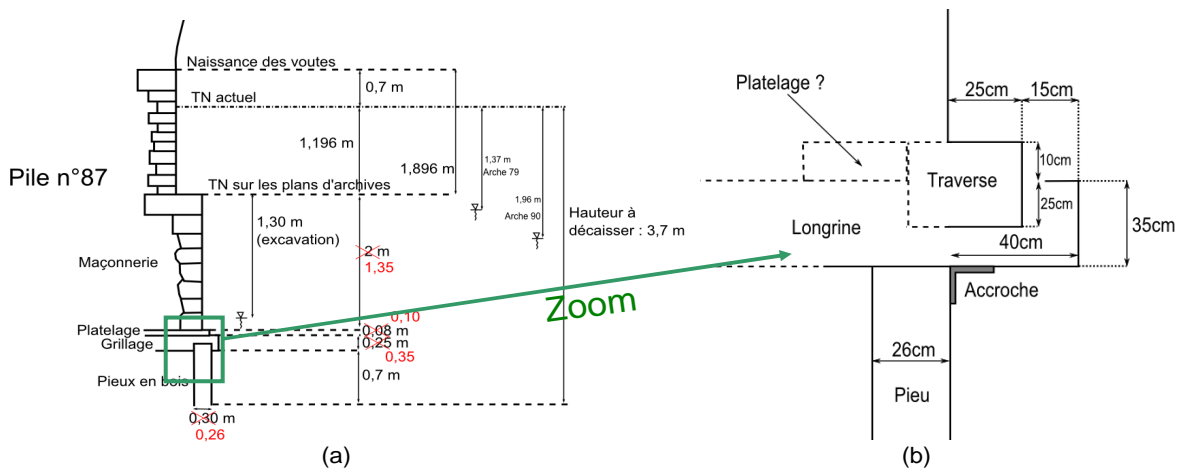


Figure II-51. Coupe de terrain au droit de la pile n°87 (a) et zoom sur le platelage, le grillage et les pieux (b)

La Figure II-51 montre que les dimensions inscrites sur les plans d'archives datés de 1850 diffèrent peu des mesures relevées sur site, attestant ainsi de leur fiabilité. Cependant, le nombre de rangées de pieux par pile n'a pas pu être vérifié. Le platelage en bois situé sous la maçonnerie (Figure II-51b) n'était pas accessible.

La Figure II-52 présente une vue de face de la fondation (a) comportant les mesures relevées sur site, ainsi que trois photos de la fondation (b, c et d).

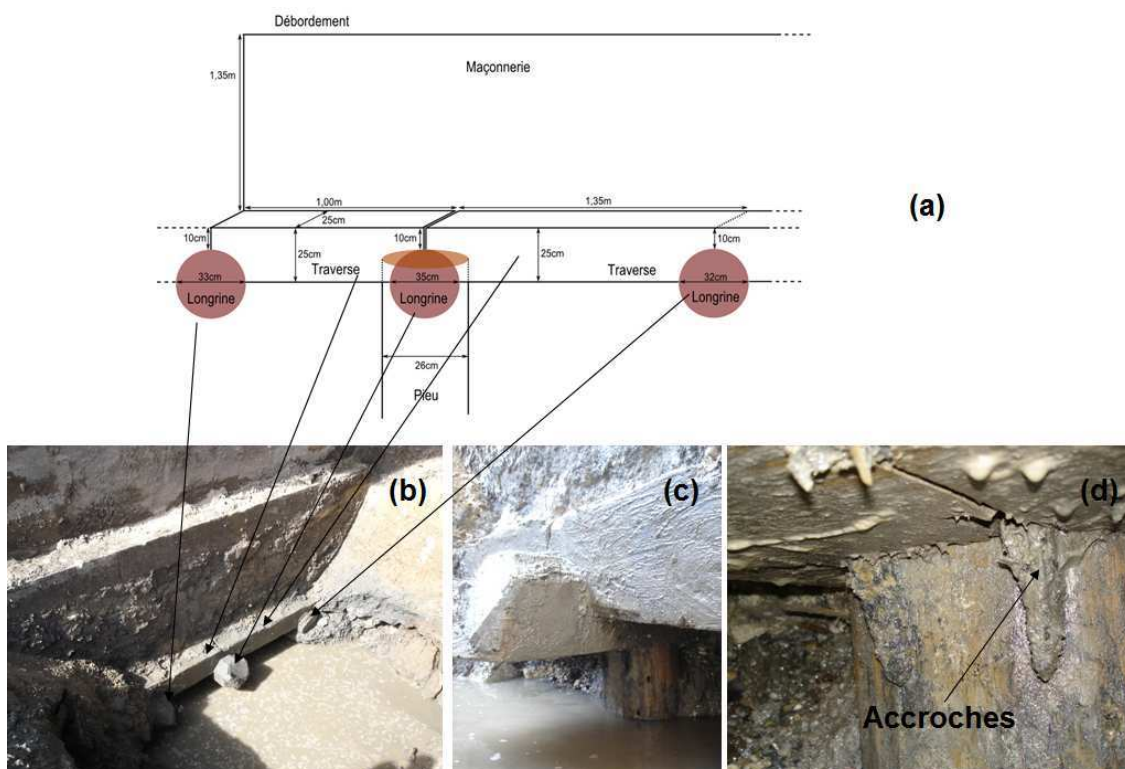


Figure II-52. Vue de face de la fondation (a) et photos prises sur sites (b, c et d)

On retrouve, sur la Figure II-51 et la Figure II-52, les caractéristiques des fondations constituées de pieux en bois surmontés d'un grillage et d'un platelage. Les pieux en bois et les traverses du grillage ont été solidarisés avec des accroches (Figure II-52d).

3.2.3 Résultats et analyses des mesures

Des mesures de poinçonnement à l'aiguille ont été réalisées sur les traverses et longrines du grillage ainsi que sur les pieux (Figure II-53).

Ces tests ont été complétés par des prélèvements de carottes (notés SC sur la Figure II-53) sur les trois éléments, analysées par la suite dans un des laboratoires de l'ENSTIB.

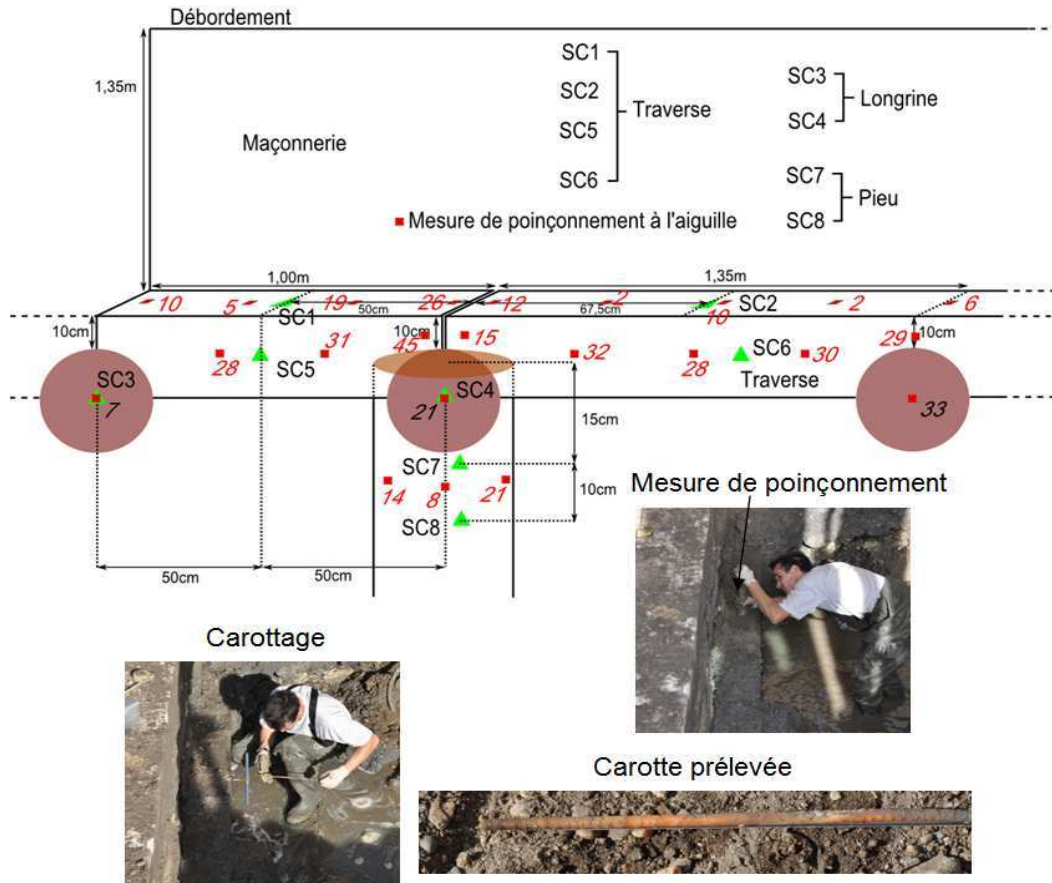


Figure II-53. Plan d'implantation des tests de poinçonnement à l'aiguille et des prélèvements des carottes

23 mesures de poinçonnement à l'aiguille ont été réalisées et 8 carottes prélevées. Les résultats des mesures et de l'analyse des carottes sont présentés par la suite.

3.2.3.1 Résultats des tests de poinçonnement

Les résultats des mesures présentées sur la Figure II-53 ont été reportés sur l'abaque du protocole d'inspection hollandais (Figure II-54).

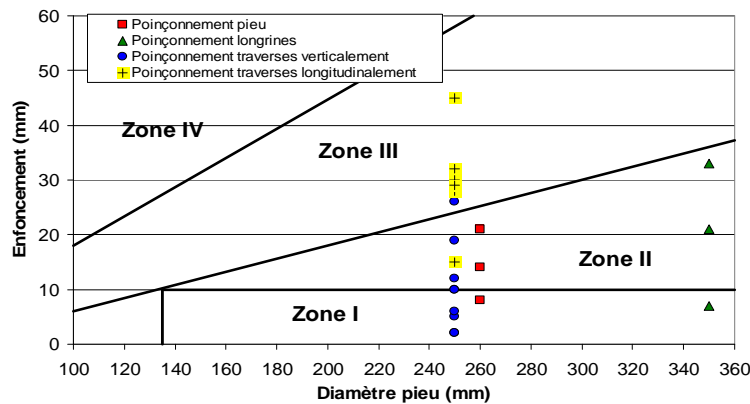


Figure II-54. Compilation des mesures de poinçonnement sur l'abaque du protocole d'inspection hollandais

Au vu des résultats présentés sur la Figure II-54, les mesures d'enfoncement de l'aiguille réalisées sur le pieu et les longrines se situent dans les zones I et II. Ces résultats permettent d'affirmer que ces deux éléments ne sont pas (ou peu) dégradés.

A l'inverse, les résultats des poinçonnements effectués sur les traverses diffèrent en fonction de la direction des mesures : les mesures réalisées verticalement se situent dans les zones I et II (seule une mesure se situe dans la zone III) et laissent penser que le bois n'est pas (ou peu) dégradé. Les mesures effectuées longitudinalement se situent majoritairement dans la zone III, caractéristique d'un bois dégradé.

Cette campagne d'essais montre donc que le pieu et les longrines du grillage ne sont pas (ou peu) dégradés, contrairement au bois des traverses, dont l'état de dégradation est variable selon la direction des mesures.

Les différences observées lors des mesures de poinçonnement sur les traverses pourraient être dues à l'équarrissage des traverses, dont l'épaisseur d'aubier diffère dans les directions longitudinale et transversale. Cependant, le protocole s'appliquant sur l'axe radial des pieux en bois, les autres configurations (mesures de poinçonnement sur les traverses et les longrines) sont probablement moins bien cernées par l'abaque.

Ces résultats ont été complétés par l'analyse des carottes en laboratoire, dont les principaux résultats sont détaillés dans le Chapitre II, § 3.2.3.2.

3.2.3.2 Résultats des analyses des carottes

Six des huit carottes prélevées sur le bois des fondations (Figure II-53) ont été analysées : les carottes SC1 et SC6 sur les traverses, les carottes SC3 et SC4 sur les longrines et SC7 et SC8 sur le pieu.

Les analyses ont consisté en des observations en microscopie électronique à balayage (MEB) et microscopie optique, des mesures d'infradensité et des mesures d'activités enzymatiques. Les résultats présentés par la suite ont été repris du rapport rédigé par [Besserer et Trouy, \(2013\)](#).

Observations en Microscopie Electronique à Balayage (MEB) et microscopie optique

Le bois des pieux (carottes SC7 et SC8) n'a pas été dégradé au niveau anatomique. Aucune présence de micro-organisme n'a été décelée (Figure II-55a).

Au contraire, le bois des longrines (carottes SC3 et SC4) a été très dégradé au niveau anatomique (Figure II-55b). La fissuration des parois en attestent. Des développements filamenteux ont été observés et pourraient correspondre à des bactéries. Enfin, aucun développement fongique n'a été décelé.

Le bois des traverses dans la direction longitudinale (carotte SC6) a été peu dégradé au niveau anatomique (Figure II-55c), contrairement au bois dans la direction verticale (carotte SC1) (Figure II-55d). Les parois ont été érodées en surface et creusées en tunnels. Aucun développement fongique n'a été détecté, mais des bactéries se sont probablement développées.

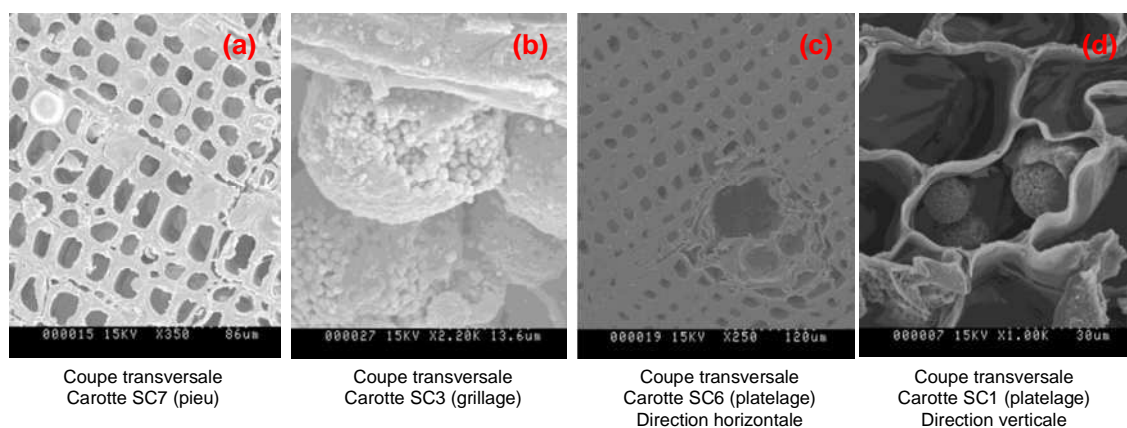


Figure II-55. Coupe transversale des carottes SC7 (a), SC3 (b), SC6 (c) et SC1 (d)

Mesures d'infradensité

L'infradensité est le rapport de la masse anhydre sur le volume saturé. Elle donne des valeurs comparatives entre les trois éléments en bois (Tableau II-4).

Tableau II-4. Mesures d'infradensité des prélèvements

Eléments	Carottes	Infradensité (kg/m ³)
Pieu	SC7	544
	SC8	402
Longrines	SC3	223
	SC4	286
Traverses	SC1	213
	SC5	249
	SC6	457

Les mesures d'infradensité présentées dans le Tableau II-4 ont corroboré les observations faites au microscope :

- Les prélèvements du bois des pieux ne présentent pas de dégradation notable ;
- Les prélèvements du bois des longrines présentent un état de dégradation important ;
- Le bois des traverses présente des états de dégradation variables selon les prélèvements.

Mesures d'activités enzymatiques

Les activités enzymatiques sont responsables de la dégradation des constituants du bois comme la cellulose et la lignine. Elles sont déterminées par dosage colorimétrique. Les résultats des mesures d'activités enzymatiques sont les suivants :

- L'activité de dégradation est élevée dans l'échantillon SC5 (traverses), mais n'est pas significativement différente des valeurs obtenues pour les autres échantillons et résulte probablement d'une attaque bactérienne ;
- De faibles activités enzymatiques ont été mesurées dans les échantillons les plus dégradés au niveau anatomique (carottes SC1 et SC3). Le développement des agents biologiques y a été probablement ralenti du fait de la diminution des ressources disponibles ;
- Enfin, aucune activité de dégradation significative n'a été mesurée sur les échantillons prélevés sur les pieux (SC7 et SC8).

En conclusion, les mesures d'activités enzymatiques ont conforté les observations de la microscopie et les mesures d'infradensité. Elles ont permis d'exclure une attaque fongique des pieux. Néanmoins, une activité bactérienne soutenue pendant un temps long a pu aboutir à une dégradation significative du bois. Cette dégradation s'est traduite par une perte de densité et donc de résistance mécanique. Elle a été observée sur les prélèvements des traverses et des longrines, mais pas sur ceux des pieux. Les pieux étant profondément enfouis, ils ont été sans doute soumis à un environnement différent et moins destructeur.

Enfin, les analyses des échantillons en laboratoire ont également montré qu'il n'existait plus d'activité biologique (activité enzymatique) dans les carottes prélevées sur les longrines et les pieux. Les dégradations de ces éléments en bois ont donc été antérieures à 2012 (année du prélèvement).

Les résultats des analyses des carottes ont donc permis d'apporter des résultats complémentaires aux mesures de poinçonnement. Les pieux en bois ne sont pas dégradés. A l'inverse, les longrines et les traverses présentent des états de dégradation avancés.

3.2.3.3 Conclusions de l'étude

Les conclusions de l'inspection des fondations en bois du viaduc sont les suivantes :

- Cette étude a permis, d'une part, d'appliquer le protocole d'inspection des fondations en bois. Les mesures de poinçonnement à l'aiguille permettent d'évaluer l'état de dégradation du bois. Les prélèvements et les analyses des carottes permettent d'approfondir ces résultats et de déterminer plus précisément l'état de dégradation du bois ;
- Les pieux en bois du viaduc des cent arches sont pérennes. Le grillage présente un état de dégradation avancé. Néanmoins, les risques de ruine de l'ouvrage par rupture du grillage sont faibles dans la mesure où les dégradations biologiques des traverses et des longrines sont antérieures à l'auscultation des fondations. Une surveillance de l'ouvrage à long terme (analyse des fissures de la maçonnerie, déchaussements de blocs, pose éventuelle d'inclinomètre) et du drainage des parcelles agricoles mitoyennes qui pourrait provoquer un rabattement de la nappe et une reprise des dégradations est néanmoins recommandée.

Conclusion

L'étude des méthodes de construction des fondations sur pieux bois des ouvrages d'art routiers en France a permis de montrer qu'elles avaient évolué au cours des siècles :

- De nombreux ponts fondés sur des pieux en bois ont été datés de l'époque romaine. L'époque du Moyen-Âge a été marquée par une disparition progressive des savoirs et des méthodes de construction acquis pendant près de sept siècles ;
- Les méthodes de construction des fondations à l'époque de la Renaissance étaient principalement empiriques ;
- Les traités rédigés à l'époque moderne ont défini des critères relatifs au choix des types de fondations (profondes ou superficielles) en fonction de la nature des terrains. A cette époque, les fondations profondes étaient principalement constituées de pieux en bois, sous-jacents à un grillage et à un platelage. Les caissons immergés étaient également utilisés lorsque la hauteur d'eau était importante ;
- Enfin, les premières utilisations du béton dans les fondations sont datées de l'époque industrielle. Le grillage, puis le platelage ont été successivement remplacés par ce matériau. Cette époque a également été marquée par un déclin progressif de l'emploi des pieux en bois et l'émergence de nouveaux types de pieux, principalement les pieux métalliques et les pieux en béton.

Cet état de l'art, qui s'est intéressé uniquement au patrimoine routier, a permis d'identifier une centaine de ponts construits sur des pieux en bois entre le Moyen-Âge et l'époque industrielle. Ces ponts sont principalement situés dans les bassins versants des fleuves. Peu d'ouvrages antérieurs à l'époque moderne sont parvenus jusqu'à nous. 47 ouvrages routiers bâtis sur des pieux en bois sont actuellement en service, 27 ont été détruits. Le manque d'information n'a pas permis d'identifier l'état actuel de 14 ponts routiers.

Les causes à l'origine de la destruction de ces ponts sont multiples : embâcles, faits de guerre, affouillement des fondations, etc.

La liste des ouvrages étudiés est loin d'être exhaustive. Il en existe probablement des dizaines supplémentaires sur le territoire, mais le manque d'information, la multiplicité des gestionnaires et l'absence de base de données nationale n'ont pas permis de les identifier. Le travail entrepris pourrait être également complété par des recherches sur les fondations en bois des ponts ferroviaires, des bâtiments et des monuments afin de compléter le référentiel.

La deuxième partie de ce chapitre a présenté les désordres (et leurs origines) observés sur les ponts fondés sur des pieux en bois :

- Le creusement intensif du fond des cours d'eau peut entraîner une modification et une évolution de leur profil en long. Le phénomène d'affouillement général des fondations peut se produire en période de crue ;
- Le phénomène d'affouillement localisé au droit des piles conduit à des désordres au voisinage de l'ouvrage ;

Les désordres observés sur ces ouvrages résultent principalement de la désorganisation des massifs d'encrochements, de la formation de cavités, de la détérioration du platelage et du dégarnissage des pieux.

Les méthodes de renforcement des fondations sur pieux bois consistent en :

- la reprise du massif de fondation par injection, principalement mise en œuvre pour combler les vides sous les fondations ;
- la reprise des fondations en sous-œuvre par micropieux afin de limiter les tassements suite à un défaut de portance ;

La troisième partie du chapitre a détaillé un protocole d'inspection des fondations en bois élaboré aux Pays-Bas. La réalisation d'une fouille puis les mesures de poinçonnement à l'aiguille et les prélèvements de carottes permettent d'évaluer l'état de dégradation de ces fondations.

Ce guide a été appliqué lors de l'inspection des fondations du viaduc des cent arches dans la palue d'Arveyres. Le grillage et un pieu d'une des piles ont été mis à nus. Cette étude a montré que les pieux en bois du viaduc étaient pérennes, mais que le grillage présentait un état de dégradation avancé. Le protocole et sa mise en pratique ont par ailleurs été validés.

Après avoir étudié dans le Chapitre I les propriétés mécaniques du bois et la mise en œuvre des pieux par battage dans le sol, dans le Chapitre II l'ensemble des ouvrages français fondés sur des pieux et une méthodologie d'analyse des fondations, le Chapitre III de ce manuscrit présente les propriétés de résistance de l'interface entre le bois et le sol.

Chapitre III. Caractérisation de l'interface matériau-sol par des essais de cisaillement en laboratoire

Introduction

Le dimensionnement des fondations profondes nécessite de s'intéresser aux problèmes de contact entre les matériaux et le sol encaissant. Les propriétés de résistance de l'interface matériau-sol dépendent du type de matériau, de la nature du sol et peuvent être caractérisées au moyen d'essais en laboratoire ou d'essais *in situ*.

Boulon, (1988), cité par Rouaiguia, (2010) a montré que le comportement de l'interface entre un sable et un pieu dépendait principalement de la densité du sable et des phénomènes de contractance et de dilatance associés. Le développement des contraintes de cisaillement dans une fine couche de sable à l'interface assure le transfert de la charge du pieu vers le sol.

Dans le cas des sols cohérents, le comportement d'interface entre un matériau et un sol cohérent est différent et est l'objet de l'étude présentée dans ce chapitre.

Le terme « matériau » employé par la suite fait référence au bois, au béton et à l'acier.

Les propriétés de résistance de l'interface entre les sols cohérents et les matériaux ont été étudiées à partir des résultats d'essais à la boîte de cisaillement direct. Les principaux objectifs de cette campagne étaient de :

- modifier la boîte de cisaillement normalisée et réaliser des essais de cisaillement d'interface entre le sol et cinq matériaux ;
- déterminer l'effet de la rugosité des matériaux et de la teneur en eau du sol sur les propriétés de résistance d'interface (résistance au cisaillement, angle de frottement, cohésion) ;
- caler des lois de comportement théoriques sur les courbes expérimentales liant la contrainte de cisaillement d'interface au déplacement tangentiel.

Des essais de cisaillement à la boîte de cisaillement direct normalisés ont été également effectués et avaient pour objectif principal d'étudier l'influence de la teneur en eau du sol sur ses propriétés de résistance.

Ce chapitre est divisé en quatre parties.

La première partie comprend une synthèse bibliographique des résultats d'essais de cisaillement d'interface entre différents matériaux et des sols de natures diverses.

La seconde partie du chapitre décrit le protocole expérimental mis en œuvre lors de la campagne d'essais en laboratoire. Les matériaux et le sol utilisés sont présentés ainsi que les conditions d'essais et les modifications apportées à la boîte de cisaillement direct normalisée.

Les résultats des essais réalisés aux boîtes de cisaillement direct normalisée et modifiée sont analysés dans la troisième partie. L'influence de la rugosité des matériaux et de la teneur en eau du sol sur les propriétés de résistance d'interface est détaillée et comparée aux résultats publiés dans la littérature.

Enfin, la quatrième partie de ce chapitre présente deux lois de comportement d'interface associant la contrainte de cisaillement d'interface au déplacement tangentiel. Ces lois, calées sur les courbes expérimentales obtenues en laboratoire, sont décrites d'une part, par une loi de type exponentiel, et d'autre part par une loi de forme trilineaire.

1 Synthèse bibliographique

1.1 Caractérisation de l'interface matériau-sol

1.1.1 Nature des interactions à l'interface

Le cisaillement à l'interface entre un sol et un matériau conduit, d'une part, au développement d'états de contraintes dans le sol au contact des aspérités recouvrant la surface du matériau et d'autre part, à l'apparition d'un écoulement plastique à l'interface (Lambe et Whitman, 1969, cités par Tan et al., 2008). Les déformations se concentrent dans une fine couche de sol (sable), qualifiée de couche d'interface, dont l'épaisseur atteint la taille de quelques grains (Unterreiner, 1994). La phase de cisaillement modifie les contraintes dans cette couche et entraîne la rupture puis la formation de nouvelles liaisons entre le sol et le matériau (Tan et al., 2008).

1.1.2 Adhérence et angle de frottement à l'interface

Zimnik et al., (1999) ont donné deux définitions différentes du terme d'adhérence c'_a , qu'ils ont qualifié « d'idéale » et de « pratique » :

- Idéalement, l'adhérence correspond à la force réversible nécessaire d'une part, pour séparer une unité de surface entre deux matériaux différents et d'autre part, pour obtenir cette même unité de surface sur chaque matériau. Elle est associée aux interactions thermodynamiques et aux forces de Van der Waals entre ces deux surfaces ;
- L'adhérence dite « pratique » est la force (ou contrainte) appliquée à l'interface liant deux corps distincts sans les séparer. Cette définition fait référence aux interactions thermodynamiques et physiques, aux liaisons chimiques et au processus de cimentation. Elle correspond à la force (ou contrainte) appliquée parallèlement ou perpendiculairement à la direction de cisaillement pour séparer un matériau d'un sol (Figure III-1).

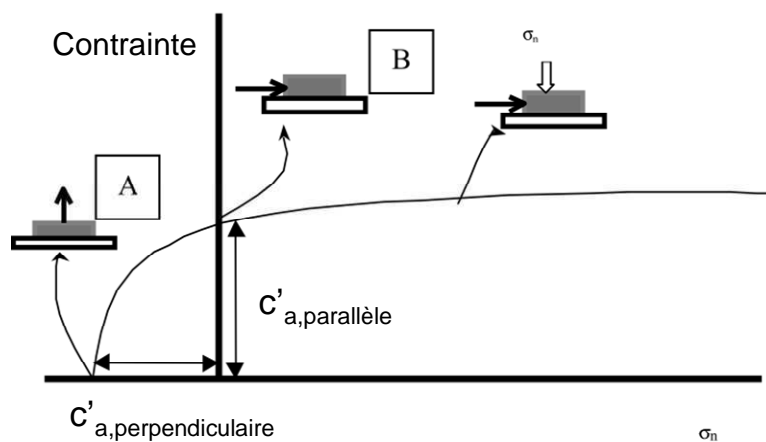


Figure III-1. Définition de l'adhérence (modifié d'après Zimnik et al., 1999)

Le frottement entre un matériau et un sol est défini comme la transmission des contraintes de l'un vers l'autre à travers la surface de contact (Potyondy, 1961).

Les travaux menés par Bowden et Tabor, (1950), cités par Kooistra et al., (1998) ont montré que l'évolution de l'angle de frottement d'interface entre l'acier et l'argile était fonction de la surface de contact dite « réelle » (à l'opposé « d'apparente ») (Figure III-2). Cette surface augmente sous l'effet des contraintes normales et de la déformation plastique de l'argile. Elle dépend de la rugosité de l'acier, de la forme, de la taille et de la microstructure de l'argile. L'augmentation de la contrainte normale conduit à une réorientation des feuillets d'argile parallèlement à la surface de contact. Cette réorientation augmente l'adhérence et diminue l'angle de frottement à l'interface. L'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale est alors parabolique (Figure III-2).

En supposant que la résistance au cisaillement à l'interface est proportionnelle à la surface de contact réelle, l'angle de frottement est constant et le critère de Mohr-Coulomb peut s'appliquer (Chapitre III, § 1.1.3).

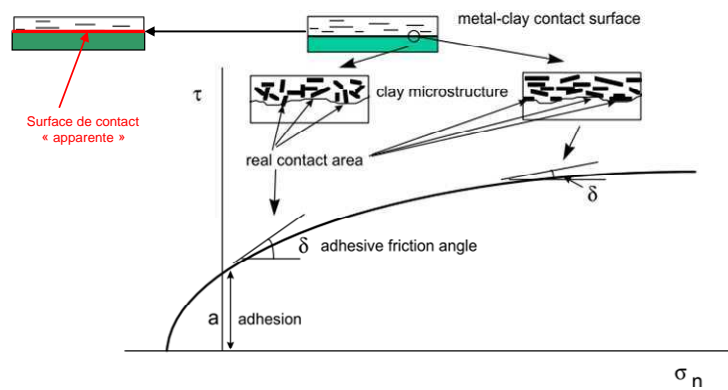


Figure III-2. Evolution de la résistance au cisaillement à l'interface en fonction de la contrainte normale (modifié d'après Kooistra et al., 1998)

1.1.3 Rupture à l'interface matériau-sol et critère de Mohr-Coulomb

1.1.3.1 Critère de Mohr-Coulomb à l'interface matériau-sol

En mécanique des sols, le critère de Mohr-Coulomb associe la résistance au cisaillement d'un sol saturé τ_{\max} à la contrainte normale appliquée σ'_n :

$$\tau_{\max} = c' + \sigma'_n \tan \varphi' \quad (3)$$

c' et φ' représentent respectivement la cohésion effective et l'angle de frottement interne effectif du sol.

Suite à la réalisation d'essais de cisaillement d'interface entre des matériaux et des sols de natures différentes, Potyondy, (1961) a modifié le critère de Mohr-Coulomb et introduit deux coefficients f_a et f_φ relatifs à la diminution de la cohésion et de l'angle de frottement à l'interface matériau-sol :

$$\tau_{\max, \text{interface}} = f_a c' + \sigma'_n \tan(f_\varphi \varphi') = c'_a + \sigma'_n \tan \delta' \quad (4)$$

c'_a et δ' représentent respectivement l'adhérence (Chapitre III, § 1.1.2) et l'angle de frottement d'interface.

Enfin, lors d'essais de cisaillement entre un limon non saturé et l'acier, [Miller et Hamid, \(2006\)](#) ont modifié le critère de rupture d'un sol (non saturé) établi par [Fredlund et al., \(1978\)](#), cités par [Hossain et Yin, \(2012\)](#) selon la relation suivante :

$$\tau_{\max, \text{interface}} = c'_a + (\sigma'_n - u_{af}) \tan \delta' + (u_a - u_w)_f \tan \delta^b \quad (5)$$

Avec u_{af} la pression d'air dans les pores à la rupture, $(u_a - u_w)_f$ la matrice de succion à la rupture et δ^b l'angle de frottement relatif à l'augmentation de la résistance au cisaillement résultant de la succion dans le sol.

Dans la suite du Chapitre III, le critère de Mohr-Coulomb caractérisant la rupture d'un sol saturé sera étendu à la rupture à l'interface entre un sol non saturé et un matériau.

1.1.3.2 Mode de rupture à l'interface entre un matériau et un sol cohérent

[Tsubakihara et Kishida, \(1993\)](#), cités par [Zimnik et al., \(1999\)](#) ont défini trois modes de rupture à l'interface entre un matériau et un sol cohérent (Figure III-3) :

- 1^{er} mode : La rupture a lieu à l'interface. La relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte normale suit le critère de Mohr-Coulomb :

$$\tau_{\max, \text{interface}} = c'_a + \sigma'_n \tan \delta' \quad (6)$$

La résistance au cisaillement d'interface est inférieure à la résistance au cisaillement interne du sol cohérent. Ce mode de rupture se produit quand la rugosité du matériau est faible ([Zimnik et al., 1999](#)), ou lorsque le sol cohérent se comporte comme un matériau « quasi-solide » et « dur » ([Shakir et Zhu, 2009](#)) ;

- 2^{ème} mode : Si l'adhérence ([Zimnik et al., 1999](#)) ou la résistance au cisaillement d'interface ([Kooistra et al., 1998](#)) est supérieure ou égale à la résistance au cisaillement interne du sol cohérent, la rupture se produit dans le sol et une fine couche reste collée au matériau ([Kooistra et al., 1998](#)). Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est de la forme :

$$\tau_{\max} = c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (7)$$

Ce mode de rupture se produit si la surface du matériau est rugueuse, ou si le sol cohérent, dont la teneur en eau est élevée, présente une compressibilité importante qui augmente la surface de contact à l'interface ([Zimnik et al., 1999](#)) ;

- 3^{ème} mode : Ce mode de rupture ne comporte pas de surface de rupture clairement définie. La rupture de l'interface entre le sol cohérent et le matériau s'accompagne de déformations internes au sol. La rugosité du matériau est proche de sa valeur critique ([Zimnik et al., 1999](#)) (Chapitre III, § 1.2.1.4) et le critère de rupture de Mohr-Coulomb est de la forme :

$$\tau_{\max, \text{interface}} < c'_a + \sigma'_n \tan \delta' \quad (8)$$

$$\tau_{\max} < c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (9)$$

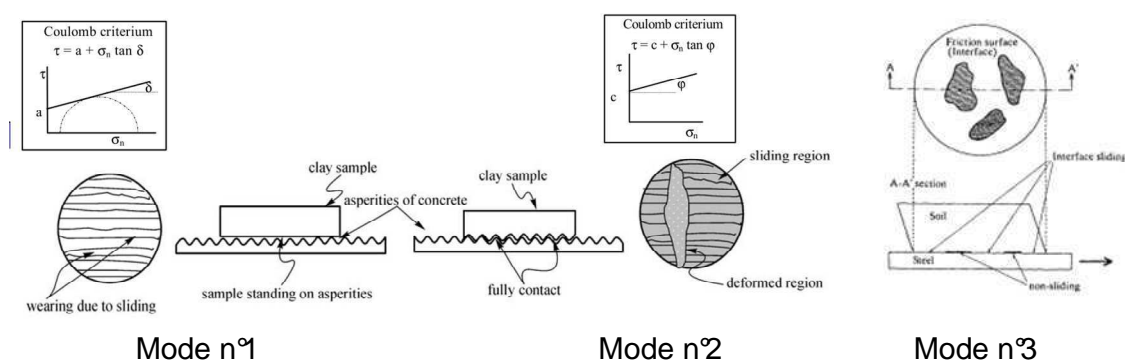


Figure III-3. Mode de rupture de l'interface entre un matériau et un sol cohérent (modifié d'après [Zimnik et al., 1999](#) ; [Shakir et Zhu, 2009](#))

1.2 Facteurs influençant les propriétés de résistance du sol et de l'interface matériau-sol

Les propriétés de résistance de l'interface entre un sol et un matériau dépendent de nombreux facteurs.

Les travaux menés par [Al-Mhaidib, \(2006\)](#) et [Yoshimi et Kishida, \(1993\)](#), cités par [Lemos et Vaughan, \(2000\)](#) ; [Uesugi et al., \(1988\)](#), cités par [Lemos et Vaughan, \(2000\)](#) ont montré que la résistance au cisaillement et l'angle de frottement d'interface entre un sol frottant et un matériau étaient fonction de sa rugosité, de la taille et de la forme des grains, de la composition chimique et de la densité du sable, de la contrainte normale appliquée et de la vitesse de cisaillement.

Les propriétés de résistance d'interface entre un sol cohérent et un matériau dépendent principalement de l'état de consolidation et de la teneur en eau du sol ([Kooistra et al., 1998](#) ; [Shakir et Zhu, 2009](#) ; [Harsono, 2011](#)), de la composition et de la méthode de préparation de l'éprouvette de sol ([Kooistra et al., 1998](#)), de la vitesse de cisaillement ([Kooistra et al., 1998](#)) et de la rugosité du matériau ([Potyondy, 1961](#) ; [Tsubakihara et Kishida, 1993](#), cités par [Zimnik et al., 1999](#)).

L'influence de l'état de surface des matériaux et de la teneur en eau du sol sur les propriétés de résistance d'interface est étudiée par la suite.

1.2.1 Etat de surface du matériau

1.2.1.1 Cisaillement des fibres du bois par les particules de sol granulaire

L'état de surface du bois au contact d'un matériau granulaire peut être modifié durant l'essai de cisaillement si les fibres du bois sont cisailées par les grains de sol. Les grains s'encastrant dans le bois et le cisaillement des fibres intervient lorsque leur résistance à l'arrachement est inférieure à la résistance au cisaillement d'interface entre le bois et le sol. La contrainte de rupture des fibres augmente par ailleurs avec la charge normale appliquée sur le matériau (Potyondy, 1961).

1.2.1.2 Rugosité des matériaux

La rugosité d'un matériau caractérise son état de surface. Ses méthodes de calcul sont principalement détaillées dans des travaux portant sur des essais de cisaillement d'interface entre l'acier et les sols granulaires (sable). Les comportements d'interface avec les sols fins (argile) ou intermédiaires (limon) ne sont que rarement abordés.

Pour caractériser l'influence de la rugosité sur les propriétés de résistance de l'interface entre un matériau et un sol « intermédiaire » comportant à la fois une fraction granulaire et argileuse, nous avons balayé les travaux effectués sur différentes natures de sols (sable et argile).

La rugosité d'un matériau peut être déterminée qualitativement, c'est-à-dire par une simple description visuelle (Tan et al., 2008), ou quantitativement. Les mesures de ce paramètre sont réalisées parallèlement à la direction de cisaillement (Uesugi et Kishida, 1986). Elle peut être définie comme :

- la hauteur relative entre le point le plus haut et le point le plus bas d'une surface mesurée sur une longueur égale à 2,5 mm (notée $R_{2,5}$) pour le sable (Kishida et Uesugi, 1987) et 0,2 ou 0,8 mm (notées respectivement $R_{0,2}$ et $R_{0,8}$) pour l'argile (Tsubakihira et Kishida, 1993, cités par Lemos et Vaughan, 2000) ;
- la moyenne arithmétique des hauteurs des aspérités mesurées à partir d'un plan de référence et notée R_{plan} . Ce plan est déterminé arbitrairement ou à partir d'un calcul basé sur la méthode des moindres carrés (Rouaiguia, 2010 ; Lambert et Nicot, 2010 ; Lemos et Vaughan, 2000).

Néanmoins, ces définitions ne tenant pas compte du diamètre des particules de sol, Kishida et Uesugi, (1987) ont défini, à partir de résultats d'essais de cisaillement d'interface entre un sol granulaire et l'acier, une rugosité normalisée du matériau R_n comme le rapport entre la profondeur des aspérités mesurée sur une longueur L égale à D_{50} (notée $R_{D_{50}}$) et ce même paramètre D_{50} .

$$R_n = \frac{R_{D_{50}}}{D_{50}} \quad (10)$$

Cette définition permet de corréliser le coefficient de frottement d'interface μ (défini comme le ratio entre la résistance au cisaillement d'interface $\tau_{\max, \text{interface}}$ et la contrainte normale σ_n) à la rugosité du matériau sur une large gamme de diamètres de particules.

Manuwa, (2012) a qualifié, à partir d'études menées sur le comportement des interfaces entre des sols granulaires et des matériaux, leur état de surface en fonction du paramètre D_{50} du sol (Tableau III-1).

Tableau III-1. Rugosité d'un matériau (modifié d'après Manuwa, 2012)

Etat de surface du matériau lisse	$R_{2,5} \ll D_{50}$
Etat de surface du matériau rugueux	$\frac{D_{50}}{10} < R_{2,5} < \frac{D_{50}}{2}$
Etat de surface du matériau très rugueux	$D_{50} < R_{2,5}$

Le Tableau III-2 présente différentes rugosités des matériaux mesurées lors d'essais de cisaillement en laboratoire ou retenues dans la construction en génie civil.

Tableau III-2. Méthodes de calcul et valeurs de la rugosité

Etudes	Auteurs	Matériau / Sol	Méthode de calcul de la rugosité	Valeur rugosité (μm)	D_{50} sol (μm)
Etude en laboratoire	Lemos et Vaughan, (2000)	Acier / Argile	$R_{2,5}$	0,185-0,263	10
	Rouaiguia, (2010)	Acier / Argile Béton / Argile		28 5,7	3
	Uesugi et Kishida, (1986)	Acier / Sable	R_{plan}	3-43	170-560
	Kishida et Uesugi, (1987)	Acier / Sable		3-200	200
	Kishida et Uesugi, (1987)	Acier / Sable	R_n	$3 \cdot 10^{-3}$ – $120 \cdot 10^{-3}$	
Matériaux de construction dans le génie civil	[13]	Béton lisse Béton rugueux Acier Acier galvanisé	X	300-1000 1000-3000 45-90 150	X

1.2.1.3 Effet de la rugosité sur la résistance au cisaillement d'interface sol granulaire-matériau

La résistance au cisaillement d'interface augmente avec la rugosité du matériau. Kishida et Uesugi, (1987) l'ont montré lors d'essais à la boîte de cisaillement simple entre du sable et de l'acier (Figure III-4) :

- Lorsque la surface du matériau est lisse, le nombre et le volume des grains déplacés lors du cisaillement est bien plus faible que si la surface du matériau est rugueuse. Le réarrangement des grains et les variations volumiques sont donc limités. La surface de rupture coïncide généralement avec la surface de contact entre le sol et l'acier lisse ;
- Plus la rugosité de l'acier est élevée, plus le pic de la courbe reliant le ratio $\tau_{\text{acier-sable}} / \sigma_n$ au déplacement tangentiel est prononcé. Un matériau rugueux présente des aspérités de profondeurs variables dans lesquelles les grains de sol, selon leur taille, peuvent se loger. Il en résulte une augmentation du volume des grains déplacés (dans le cas d'un sol

dilatant). La rupture ne se produit pas à l'interface entre le sol et le matériau, mais dans le sol. Le pic correspond alors à la création de dilatance dans le sol granulaire.

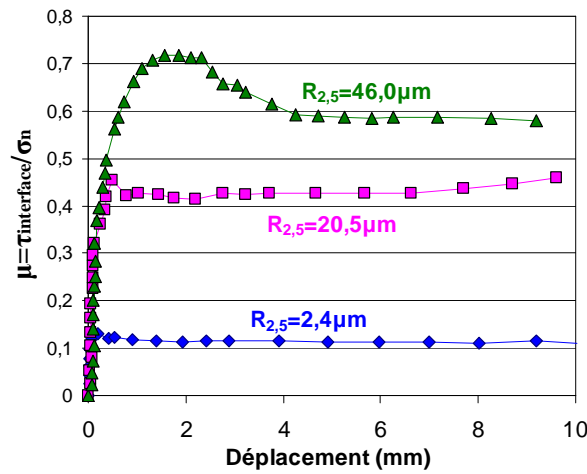


Figure III-4. Evolution du coefficient de frottement $\mu = \tau_{interface} / \sigma_n$ en fonction du déplacement (modifié d'après Kishida et Uesugi, 1987)

1.2.1.4 Rugosité critique

Lors d'essais à la boîte de cisaillement simple ou direct entre un matériau granulaire et l'acier, Kishida et Uesugi, (1987) ; Uesugi et Kishida, (1986) ont défini une rugosité du matériau critique $R_{critique,matériau}$ (Figure III-5a). Elle correspond à la valeur de la rugosité à partir de laquelle la résistance au cisaillement à l'interface est totalement mobilisée. Schlosser et Guilloux, (1981) l'avait préalablement mise en évidence en montrant, sous certaines conditions relatives à la forme et dimensions des aspérités, que l'angle de frottement à l'interface entre un sol et un matériau était égal à l'angle de frottement interne du sol.

La campagne d'essais de cisaillement réalisée par Sun et al., (2003) entre l'acier et des sols argileux a également permis de mettre en évidence cette rugosité critique (Figure III-5b).

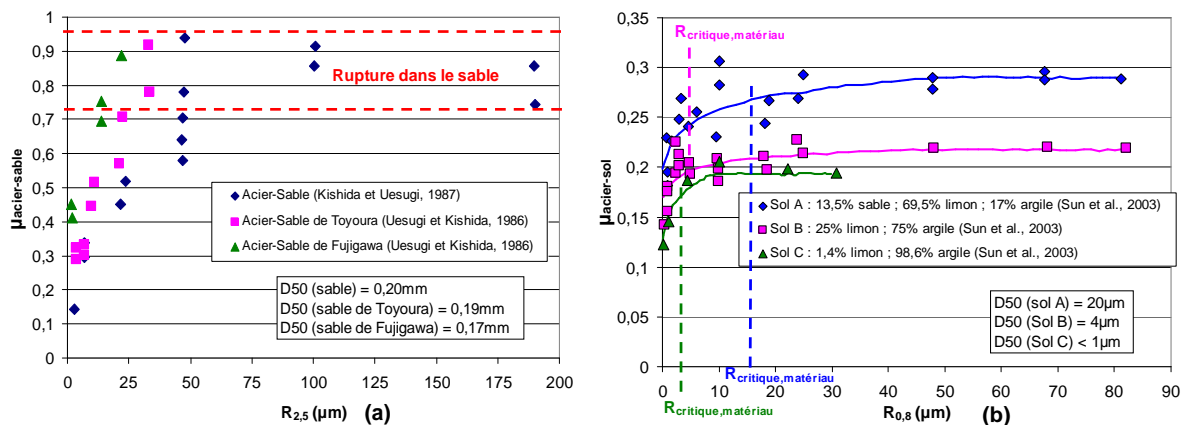


Figure III-5. Evolution du coefficient de frottement d'interface μ en fonction de la rugosité de l'acier $R_{2,5}$ (a) et $R_{0,8}$ (b) (modifié d'après Kishida et Uesugi, 1987 ; Uesugi et Kishida, 1986 ; Sun et al., 2003)

1.2.1.5 Résultats d'études

De nombreuses études visant à étudier l'effet de la rugosité des matériaux sur les propriétés de résistance d'interface ont été publiées dans la littérature. Le Tableau III-3 en présente quelques unes avec leurs principaux résultats.

Tableau III-3. Résultats des études sur les propriétés de résistance de l'interface matériau-sol

Auteurs	Boîte de cisaillement	Matériau/sol	Résultats de l'étude
Potyondy, (1961)	Boîte de cisaillement direct	Bois / Sable Bois / Argile Acier/Argile	Augmentation de l'angle de frottement d'interface lorsque le bois est cisailé perpendiculairement aux fibres. $\delta_{\text{bois} \parallel / \text{sable}} = 35^\circ$ et $\delta_{\text{bois} \perp / \text{sable}} = 39^\circ$ $\delta_{\text{bois} \parallel / \text{argile}} = 11^\circ$ et $\delta_{\text{bois} \perp / \text{argile}} = 13^\circ$ Faible influence de la rugosité de l'acier sur l'angle de frottement d'interface avec l'argile. $\delta_{\text{acier lisse/argile}} (w=22,8\%) = 9^\circ$ ($\varphi_{\text{argile}} (w=22,8\%)=16^\circ$) $\delta_{\text{acier rugueux/argile}} (w=22,8\%) = 10^\circ$ $\delta_{\text{acier lisse/argile}} (w=26,1\%) = 6^\circ$ ($\varphi_{\text{argile}} (w=26,1\%)=11^\circ$) $\delta_{\text{acier rugueux/argile}} (w=26,1\%) = 5^\circ$
Raboudi et El Ouni, (1993)	Essai d'enfoncement de micropieux en bois	Micropieux en bois / Argile-limon	Influence limitée (voir négligeable) de la rugosité sur la résistance au cisaillement et la contrainte de cisaillement résiduelle d'interface. Les rainures des micropieux rugueux sont remplies d'argile lors de l'enfoncement. Le micropieu rugueux se comporte alors comme un micropieu lisse.
Kishida et Uesugi, (1987)	Boîtes de cisaillement simple, direct et annulaire	Acier / Sable	Dépendance linéaire entre la rugosité de l'acier normalisée et la résistance au cisaillement d'interface ($R_{D50} < R_{\text{critique,matériau}}$).
Tan et al., (2008)	Boîte de cisaillement direct	Acier / Argile	La résistance de cisaillement est atteinte pour des déplacements plus faibles lorsque la direction du cisaillement est perpendiculaire aux rainures marquées dans l'acier. $\delta_{\text{acier rugueux/argile}}$ est 54 % plus élevé que $\delta_{\text{acier lisse/argile}}$
Rouaiguia, (2010)		Béton / Argile	Pas d'influence de la rugosité sur la résistance au cisaillement d'interface.
Sun et al., (2003)		Acier / Sol argileux	Mise en évidence d'une rugosité critique proche du D_{50} du sol.

1.2.2 Teneur en eau des sols fins

Ce paragraphe présente l'effet de la teneur en eau sur les propriétés de résistance internes des sols fins et de l'interface sol fin-matériau.

1.2.2.1 Phénomène de succion dans les sols fins non saturés

L'eau dans les sols non saturés peut être liée, libre ou en équilibre. Lors d'un symposium consacré aux équilibres et changements d'humidité dans les sols sous les zones couvertes en 1965 (Delage et Cui, 2000), la succion a été définie comme la quantité de travail nécessaire pour transformer une quantité infinitésimale d'eau depuis un état d'eau pure loin du sol à celui d'eau interstitielle dans le sol non saturé. Elle représente l'énergie libre dans un sol non saturé sans contrainte.

Lorsque le sol se désature, les rayons de courbure des ménisques capillaires entre les particules diminuent. Le degré de saturation diminue également et la succion augmente. Elle est ainsi maximale quand on approche de l'état complètement sec et s'annule lorsque l'humidité relative du sol atteint 100 %. Selon Vanapalli et al., (1996), la valeur de la succion dans un sol sec est prise égale à 10^6 kPa (Figure III-6).

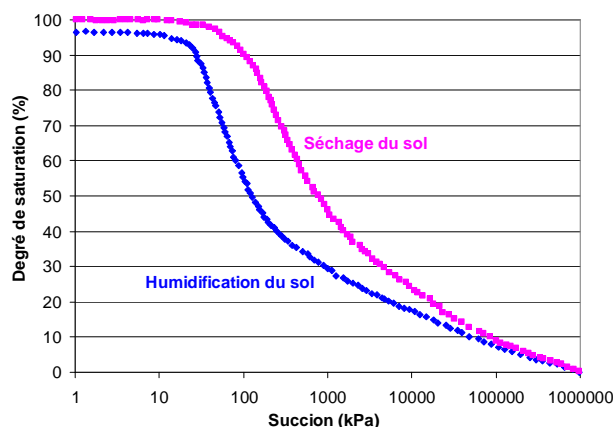


Figure III-6. Evolution de la succion dans le sol en fonction de son degré de saturation (modifié d'après Vanapalli et al., 1996)

1.2.2.2 Formation d'agrégats de particules au contact de l'eau

Dans ses travaux de thèse, Ferber, (2005) a montré qu'un sol fin compacté non saturé pouvait être décrit comme un assemblage de deux types de particules distincts : des particules non argileuses, considérées comme inertes, et des particules argileuses. Le mélange de l'eau avec les particules conduit en premier lieu à la formation d'agrégats argileux, dont les frontières physiques sont plus ou moins définies. L'eau remplit les plus gros pores lorsque le potentiel d'adsorption des particules argileuses est compensé. L'eau d'un sol non saturé est donc localisée dans la fraction argileuse, contenue dans les agrégats.

L'auteur a mis en évidence une différence d'organisation des particules d'argile en fonction de la teneur en eau. A un faible état hydrique, les particules argileuses sont « individualisées » et les vides inter-agrégats se distinguent. Tandis qu'à un fort état hydrique, les particules sont entremêlées les unes avec les autres et laissent apparaître peu de vides.

Selon Delage et al., (1996), cités par Cokca et al., (2004), la formation d'agrégats dépend de la teneur en eau du limon par rapport à l'Optimum de densité Proctor. Du côté sec de l'Optimum ($w < w_{OPN}$), la succion dans le sol conduit à la formation d'agrégats. A l'Optimum de densité Proctor ($w = w_{OPN}$), le sol présente moins d'agrégats et une structure qualifiée de « plus massive ». Enfin, du côté humide de l'Optimum ($w > w_{OPN}$), le sol possède une structure « pâteuse » et ne contient plus d'agrégats.

1.2.2.3 Effet de l'eau sur les propriétés de résistance des sols fins

L'eau contenue dans l'argile hydrate les feuillets : elle peut être adsorbée (ou liée), libre ou en équilibre sous l'action de la gravité et des forces de tension qui se développent à l'interface eau/air (eau capillaire). Plus la teneur en eau de l'argile augmente, plus la quantité d'eau libre

dans les pores est importante. Cette dernière limite les interactions entre les feuillets et lubrifie la surface des particules (Habib, 1953).

Les travaux menés par Kong et Tan, (2000), cités par Cokca et al., (2004) ont montré que l'angle de frottement interne de l'argile diminuait avec l'augmentation de la teneur en eau jusqu'à la limite de plasticité, puis était constant une fois cette limite dépassée.

Selon Cokca et al., (2004), lorsque la teneur en eau de l'argile diminue (avec la condition $w < w_{OPN}$), la succion augmente la résistance au glissement des particules (ou agrégats) ainsi que l'angle de frottement interne. A l'inverse, du côté humide de l'Optimum de densité Proctor ($w > w_{OPN}$), l'augmentation de la teneur en eau tend à faire disparaître les agrégats (Chapitre III, § 1.2.2.2) et à diminuer l'angle de frottement.

Selon Bravo et al., (2012), le mode de rupture de l'éprouvette d'argile lors d'un essai triaxial dépend de sa teneur en eau. L'eau en faible quantité ($w=15\%$, $w_p=25\%$) crée un processus de cimentation (formation d'agrégats) caractérisé par de fortes liaisons inter particulaires. La rupture de l'éprouvette est qualifiée de « fragile ». Lorsque la teneur en eau de l'argile augmente ($w > 15\%$), les pores se remplissent d'eau. Des plans de rupture se forment sur de fines pellicules d'eau et la résistance au cisaillement de l'argile diminue. La rupture de l'éprouvette est alors qualifiée de « ductile ».

Yusu et Dechao, (1990), cités par Kooistra et al., (1998) ont constaté que la cohésion de l'argile diminuait exponentiellement avec l'augmentation de sa teneur en eau entre les limites de plasticité et de liquidité. Ces résultats ont corroboré ceux obtenus par Kooistra et al., (1998) et Jancsecz, (1991), cité par Kooistra et al., (1998) ; Kooistra, (1998), cité par Kooistra et al., (1998) (Figure III-7).

Enfin, l'étude menée par Cokca et al., (2004) a montré que la cohésion de l'argile était maximale à l'Optimum de densité Proctor ($w_{OPN}=24\%$ et $w_p=23\%$) :

- Lorsque la teneur en eau diminue (avec la condition $w < w_{OPN}$), l'argile tend vers un comportement granulaire, justifiant la diminution de la cohésion ;
- Lorsque la teneur en eau augmente (avec la condition $w > w_{OPN}$), un film d'eau lubrifiant apparaît à la surface des particules et explique la diminution de la cohésion (Figure III-7b).

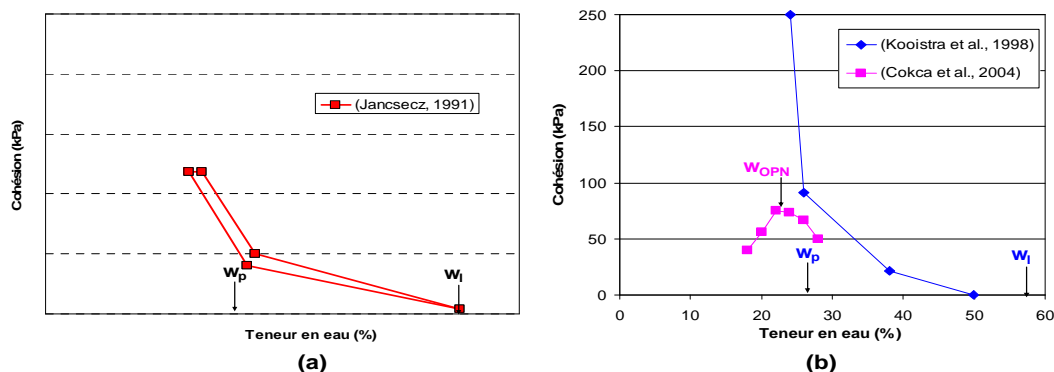


Figure III-7. Evolution de la cohésion de l'argile en fonction de la teneur en eau (modifié d'après Jancsecz, 1991, cités par Kooistra et al., 1998 (a); Kooistra et al., 1998 ; Cokca et al., 2004 (b))

1.2.2.4 Effet de l'eau sur les propriétés de cisaillement d'interface sol fin-matériau

Si la teneur en eau de l'argile est inférieure à sa limite de plasticité, la résistance au cisaillement à l'interface entre le matériau et le sol augmente faiblement avec la teneur en eau (phase de frottement) (Manuwa, 2012). L'augmentation de la teneur en eau entre les limites de plasticité et de liquidité est caractérisée par une nette augmentation (phase d'adhérence) puis une diminution (phase de lubrification) de la résistance au cisaillement d'interface. Cette phase de lubrification s'accompagne de la formation d'une fine pellicule d'eau à l'interface (Bravo et al., 2012) qui peut être drainée en fonction du type de matériau (Fellenius, 1955).

Lors d'essais de cisaillement, Bravo et al., (2012) ont démontré que les propriétés de résistance de l'interface entre l'acier et l'argile ($w > 30\%$; $w_p = 25\%$) étaient indépendantes de du poids sec apparent du sol. Les auteurs ont expliqué ces résultats par le caractère lubrifiant des films d'eau à l'interface et ont établi la relation suivante entre l'angle de frottement et la teneur en eau du sol :

$$\delta = 23,6 - \ln(w) \quad (R^2 = 91,7\%) \quad (11)$$

A l'inverse, Shakir et Zhu, (2009) ont justifié l'augmentation de la résistance au cisaillement et de l'angle de frottement d'interface entre l'argile et le béton en fonction de la teneur en eau du sol par une augmentation de sa compressibilité et de son poids volumique sec sous chargement normal.

Enfin, la valeur du rapport $\frac{\delta_{\text{bois/sol-cohérent}}}{\varphi_{\text{sol-cohérent}}}$ (sol cohérent granulaire composé d'argile et de sable) calculée par Potyondy, (1961) à partir d'essais à la boîte de cisaillement direct était supérieure à l'unité et égale à 1,06. Selon l'auteur, l'eau contenue dans le sol ($w = 17\%$) a entraîné la formation d'agrégats de grains grossiers à l'interface entre le sol et le bois qui ont cisailé les fibres du bois.

1.3 Rapport entre l'angle de frottement d'interface δ et l'angle de frottement interne du sol φ

Les nombreuses études menées en laboratoire ou sur les sites expérimentaux ont permis de mettre en évidence que l'angle de frottement d'interface entre un matériau et un sol granulaire était limité par l'angle de frottement interne du sol. La valeur de l'angle de frottement d'interface dépend partiellement de la rugosité du matériau :

- Si la rugosité du matériau est inférieure à la rugosité critique (Chapitre III, § 1.2.1.4), la rupture a lieu à l'interface. L'angle de frottement d'interface est inférieur à l'angle de frottement interne du sol ;
- Si la rugosité du matériau est supérieure ou égale à sa rugosité critique, la rupture se produit dans le sol. L'angle de frottement d'interface est alors égal à l'angle de frottement interne du sol.

Les essais réalisés par [Kishida et Uesugi, \(1987\)](#) ; [Uesugi et Kishida, \(1986\)](#) (Figure III-5) ont confirmé l'existence de cette rugosité critique. Ceux effectués par [Paikowsky et al., \(1995\)](#) entre l'acier et des billes de verre ont permis de définir trois états de surface du matériau (Figure III-8) en fonction de sa rugosité normalisée :

- Un état de surface « lisse ». La rugosité normalisée est inférieure à 0,02. Les auteurs n'ont pas observé de phénomène de dilatance. La surface de rupture est située à l'interface et l'augmentation de la rugosité entraîne une faible variation de l'angle de frottement d'interface ;
- Un état de surface « intermédiaire ». L'angle de frottement d'interface augmente linéairement avec la rugosité normalisée, comprise entre 0,02 et 0,5. La surface de rupture est située à l'interface ;
- Un état de surface « rugueux » (rugosité normalisée supérieure à la rugosité critique). La rupture se produit dans les billes de verre (ou dans le sol). L'angle de frottement mesuré est fonction du poids volumique sec du sol et de la forme des grains.

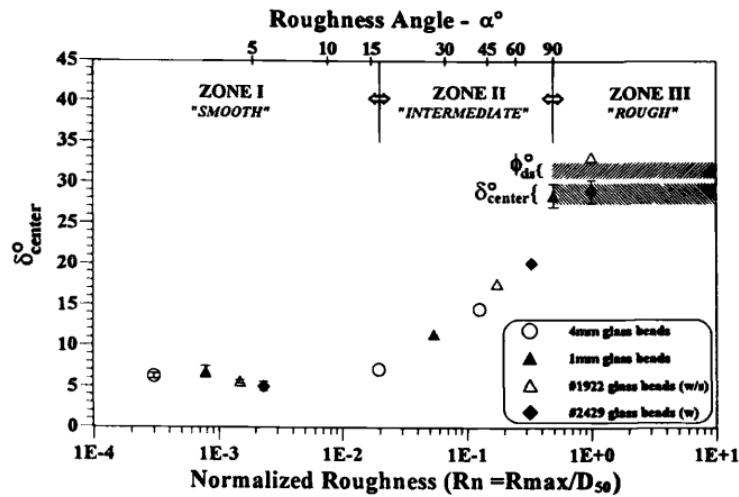


Figure III-8. Evolution de l'angle de frottement d'interface en fonction de la rugosité normalisée du matériau ([Paikowsky et al., 1995](#))

Selon [Blanchet et al., \(1980\)](#), l'angle de frottement d'interface entre l'argile et les pieux en bois ou en béton (dont l'état de surface est considéré comme rugueux) est égal à l'angle de frottement interne du sol. L'angle de frottement d'interface entre les pieux en acier et le sable est égal aux $\frac{3}{4}$ de l'angle de frottement interne du sol ([Peck, 1958](#)).

[API, \(1971\)](#), cité par [Vijayvergiya, \(1977\)](#) a proposé une relation entre les angles de frottement $\delta_{\text{pieu-sable}}$ et ϕ_{sable} de la forme :

$$\delta_{\text{pieu-sable}} = \phi_{\text{sable}} - 5 \text{ (en degrés)} \quad (12)$$

Enfin, [Potyondy, \(1961\)](#) a calculé le ratio entre l'angle de frottement d'interface entre trois matériaux (acier, bois, béton) et trois natures de sols (argile, sable et sol cohérent) (Chapitre III, § 1.2.2.4) et l'angle de frottement interne des sols. Il a également étudié l'effet de la teneur en eau des sols et de la rugosité des matériaux sur les propriétés de résistance d'interface. Les résultats de cette étude sont présentés dans le Tableau III-4.

Tableau III-4. Résultats de l'étude réalisée par Potyondy, (1961) sur la comparaison entre l'angle de frottement à l'interface matériau-sol et l'angle de frottement interne du sol

Sol	Teneur en eau	Acier (lisse et rugueux (rouille))	Bois (cisaillement perpendiculaire ou parallèle aux fibres)	Béton (lisse et rugueux)
Sable	0%	$\Phi_{\text{sable sec}}=44,3^\circ$		
		$\delta_{\text{acier lisse-sable sec}}=23,9^\circ$ ($\delta/\varphi=0,54$) $\delta_{\text{acier rugueux-sable sec}}=34,1^\circ$ ($\delta/\varphi=0,77$)	$\delta_{\text{bois -sable sec}}=34,9^\circ$ ($\delta/\varphi=0,79$) $\delta_{\text{bois}\perp\text{-sable sec}}=38,9^\circ$ ($\delta/\varphi=0,88$)	$\delta_{\text{béton lisse-sable sec}}=38,9^\circ$ ($\delta/\varphi=0,88$) $\delta_{\text{béton rugueux-sable sec}}=43,9^\circ$ ($\delta/\varphi=0,99$)
	Saturé	$\Phi_{\text{sable saturé}}=39^\circ$		
		$\delta_{\text{acier lisse-sable saturé}}=24,9^\circ$ ($\delta/\varphi=0,64$)	$\delta_{\text{bois -sable saturé}}=33,1^\circ$ ($\delta/\varphi=0,85$) $\delta_{\text{bois}\perp\text{-sable saturé}}=34,7^\circ$ ($\delta/\varphi=0,89$)	$\delta_{\text{béton lisse-sable saturé}}=34,3^\circ$ ($\delta/\varphi=0,88$)
Argile	23%	$\Phi_{\text{argile (w=22,8\%)}}=16,3^\circ$		
		$\delta_{\text{acier lisse-argile}}=8,9^\circ$ ($\delta/\varphi=0,55$) $\delta_{\text{acier rugueux-argile}}=9,9^\circ$ ($\delta/\varphi=0,61$)	$\delta_{\text{bois -argile}}=10,9^\circ$ ($\delta/\varphi=0,67$) $\delta_{\text{bois}\perp\text{-argile}}=13,4^\circ$ ($\delta/\varphi=0,82$)	$\delta_{\text{béton lisse-argile}}=16,0^\circ$ ($\delta/\varphi=0,98$)
	26%	$\Phi_{\text{argile (w=26,1\%)}}=11,3^\circ$		
		$\delta_{\text{acier lisse-argile}}=6,3^\circ$ ($\delta/\varphi=0,56$) $\delta_{\text{acier rugueux-argile}}=5,7^\circ$ ($\delta/\varphi=0,50$)	$\delta_{\text{bois -argile}}=6,9^\circ$ ($\delta/\varphi=0,61$) $\delta_{\text{bois}\perp\text{-argile}}=7,8^\circ$ ($\delta/\varphi=0,69$)	$\delta_{\text{béton lisse-argile}}=9,3^\circ$ ($\delta/\varphi=0,82$)
Sol cohérent	13%	$\Phi_{\text{sol cohérent (w=13\%)}}=22^\circ$		
		$\delta_{\text{acier lisse-sol cohérent}}=9,5^\circ$ ($\delta/\varphi=0,43$) $\delta_{\text{acier rugueux-sol cohérent}}=18,3^\circ$ ($\delta/\varphi=0,83$)	$\delta_{\text{bois -sol cohérent}}=17,4^\circ$ ($\delta/\varphi=0,79$) $\delta_{\text{bois}\perp\text{-sol cohérent}}=21,3^\circ$ ($\delta/\varphi=0,97$)	$\delta_{\text{béton lisse-sol cohérent}}=18,9^\circ$ ($\delta/\varphi=0,86$) $\delta_{\text{béton rugueux-sol cohérent}}=20,2^\circ$ ($\delta/\varphi=0,92$)
	15%	$\Phi_{\text{sol cohérent (w=15\%)}}=19,1^\circ$		
		$\delta_{\text{acier lisse-sol cohérent}}=8,2^\circ$ ($\delta/\varphi=0,43$) $\delta_{\text{acier rugueux-sol cohérent}}=13,0^\circ$ ($\delta/\varphi=0,68$)	$\delta_{\text{bois -sol cohérent}}=16,0^\circ$ ($\delta/\varphi=0,84$) $\delta_{\text{bois}\perp\text{-sol cohérent}}=17,0^\circ$ ($\delta/\varphi=0,89$)	$\delta_{\text{béton lisse-sol cohérent}}=16,4^\circ$ ($\delta/\varphi=0,86$) $\delta_{\text{béton rugueux-sol cohérent}}=18,0^\circ$ ($\delta/\varphi=0,94$)
	17%	$\Phi_{\text{sol cohérent (w=17\%)}}=13^\circ$		
		$\delta_{\text{acier lisse-sol cohérent}}=7,3^\circ$ ($\delta/\varphi=0,56$) $\delta_{\text{acier rugueux-sol cohérent}}=10,0^\circ$ ($\delta/\varphi=0,77$)	$\delta_{\text{bois -sol cohérent}}=13,5^\circ$ ($\delta/\varphi=1,04$) $\delta_{\text{bois}\perp\text{-sol cohérent}}=13,8^\circ$ ($\delta/\varphi=1,06$)	$\delta_{\text{béton lisse-sol cohérent}}=13,0^\circ$ ($\delta/\varphi=1,00$) $\delta_{\text{béton rugueux-sol cohérent}}=13,3^\circ$ ($\delta/\varphi=1,02$)

Les conclusions de cette étude sont les suivantes :

- L'angle de frottement d'interface diminue avec l'augmentation de la teneur en eau du sol. Ce résultat corrobore les conclusions de l'étude menée par Bravo et al., (2012) (Chapitre III, § 1.2.2.4) ;
- L'angle de frottement d'interface est inférieur à l'angle de frottement interne du sol. Les angles de frottement d'interface entre le bois ou le béton et le sol cohérent ($w=17\%$) sont supérieurs à l'angle de frottement interne du sol ;
- Enfin, l'angle de frottement d'interface $\delta_{\text{matériau,rugueux-sol}}$ est supérieur à l'angle de frottement d'interface $\delta_{\text{matériau,lisse-sol}}$.

1.4 Lois de comportement d'interface

Le transfert des contraintes entre le pieu et le sol se produit à l'interface (Zhou et al., 2007). La réponse d'un pieu sous charge axiale est étudiée avec des fonctions de transfert de charge, dans lesquelles l'interaction entre le sol et le pieu est modélisée par des ressorts non linéaires et indépendants les uns des autres. Les réponses des ressorts sont représentées par des lois de comportement donnant l'évolution de la contrainte du cisaillement d'interface en fonction du déplacement local (Randolph et Jewell, 1989).

La compréhension des interactions entre un sol et une structure prend une part importante dans le dimensionnement des fondations. Les résultats des essais de chargement sur sites ou de cisaillement d'interface entre un sol et un matériau (Boulon et Nova, 1990, cités par Zhou et al., 2007 ; Randolph et Jewell, 1989) ont permis de proposer diverses lois de comportement d'interface.

1.4.1 Lois de comportement « quasi-linéaires » et non linéaires

Les lois de comportement définissent des relations entre les contraintes et les déformations d'un élément de volume macroscopique d'un matériau. Elles sont utilisées dans le calcul des tassements des fondations profondes sous charge axiale (Chapitre IV, § 5) et sont classées, dans la littérature, en deux catégories différentes : les lois quasi-linéaires et les lois non linéaires :

- Les lois de comportement quasi-linéaires sont caractérisées par une relation bilinéaire ou trilineaire entre la contrainte de cisaillement d'interface et le déplacement du matériau (Wong et al., 1999, cités par Gomez et al., 1999 ; Frank et Zhao, 1982 ; Liu et al., 2004).

Dans le cas d'une loi bilinéaire, la contrainte de cisaillement évolue linéairement avec le déplacement jusqu'à l'amorçage de la rupture à l'interface (discontinuité rugueuse). La rigidité de frottement K_1 (Figure III-9a) est constante. Une fois la rupture amorcée, la rigidité K_2 est constante, mais présente une valeur plus faible que K_1 .

Mazzoleni, (1997), cité par Lambert et Nicot, (2010) a proposé une valeur de K_2 nulle dans le cas d'une discontinuité lisse : une fois la valeur limite du frottement atteinte, la contrainte de cisaillement ne varie plus (Figure III-9b).

Enfin, Verbrugge, (1981) a proposé une loi de comportement bilinéaire dont la pente K_1 dépend de la résistance de pénétration au cône q_c et la pente K_2 est nulle. Cette loi a été validée à partir de nombreux essais de chargement de pieux battus et forés.

$$K_1 = 0,22 \frac{3600 + 2,2q_c}{B} \quad (B \text{ est le diamètre du pieu}) \quad (13)$$

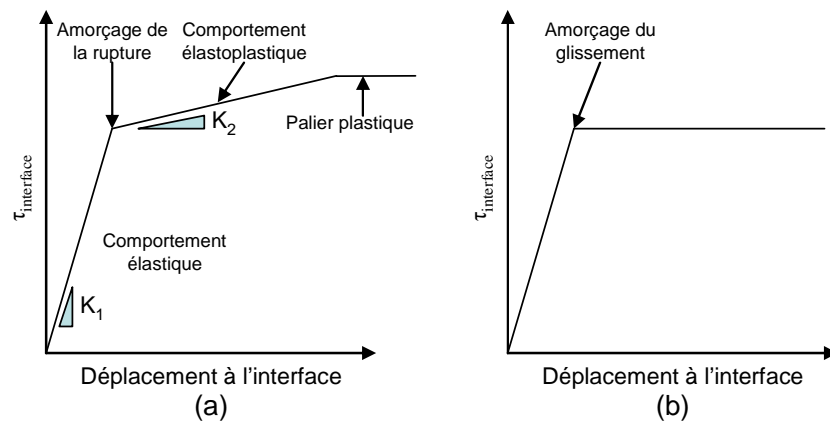


Figure III-9. Lois de comportement trilineaire (a) et bilinéaire (b) (modifié d'après Matsui et San, 1989 ; Mazzoleni, 1997, cité par Lambert et Nicot, 2010)

- Dans le cas des lois de comportement non linéaires, la rigidité de frottement d'interface entre le sol et le matériau dépend du déplacement du matériau. Les lois de comportement sont alors exprimées à partir de fonctions mathématiques de types exponentiel, parabolique, hyperbolique (Bullen, 1958 ; Clough et Duncan, 1971).

1.4.2 Exemples de lois de comportement d'interface

Le Tableau III-5 présente quelques lois de comportement d'interface détaillées dans la littérature.

Tableau III-5. Lois de comportement d'interface

Auteurs	Forme de la loi	Expression de la loi	Détermination des paramètres
Clough et Duncan, (1971) ; Zhou et al., (2007) ; Wu et al., (2011) ; Zhang et al., (2010)	Loi hyperbolique	$\tau_{cal,interface} = \frac{\delta l}{a + b\delta l}$ $a = \frac{R}{G} \ln\left(\frac{R_m}{R}\right) \text{ et } b = \frac{R_f}{\tau_{max,interface}}$	<p>La courbe expérimentale est tracée dans le plan (δl; $\delta l/\tau$). Les points expérimentaux P1 et P2 de coordonnées (δ_{P1}; $0,70\tau_{max,interface}$) et (δ_{P2}; $0,95\tau_{max,interface}$) sont représentés dans ce plan. On obtient une droite passant par ces deux points de pente b et d'ordonnée à l'origine a.</p> <p>R est le rayon du pieu, G le module de cisaillement du sol et R_m la distance (mesurée à partir du centre du pieu) pour laquelle la contrainte de cisaillement induite par le pieu est négligeable. Elle dépend de la longueur du pieu, du coefficient de Poisson et d'un facteur p. R_f est le ratio entre la résistance au cisaillement maximale mesurée et la résistance au cisaillement asymptotique. Il est compris entre 0,8 et 0,95.</p>
Kezdi, (1959), cité par Potyondy, (1961)	Loi exponentielle	$\frac{\tau_{cal,interface}}{\sigma_n} = \tan(\delta) \times \left[1 - e^{-k \frac{s}{s_0 - s}} \right]$	<p>δ est l'angle de frottement à l'interface entre le sol et le pieu, s le déplacement du pieu, s_0 le déplacement maximum atteint à la rupture et k une constante caractéristique du sol.</p>
Randolph et Jewell, (1989)		$\tau_{cal,interface} = \tau_p - 1,1(\tau_p - \tau_r) \left[1 - e^{-2,4 \left(\frac{\delta l}{\delta l_{res}} \right)^\eta} \right]$	<p>La courbe reliant τ à δl présente trois parties distinctes : une partie linéaire, une partie parabolique et une partie exponentielle modélisée par la loi ci-contre. τ_p est la résistance au pic, τ_r la résistance résiduelle, δl_{res} le déplacement résiduel et η un paramètre adimensionnel variant entre 0,5 et 1,5.</p>
Combarieu, (1988)		$\tau_{cal,interface} = \tau_{max,interface} \left(1 - e^{-\frac{K'_s E_M}{2R\tau_{max}} \delta l} \right)$	<p>L'auteur a proposé une loi exponentielle à partir de loi établie par Frank et Zhao, (1982) afin d'obtenir une loi de comportement continue. E_M est le module pressiométrique du sol, R le rayon du pieu et K'_s un coefficient empirique donné dans des tables et variant entre 0,8 (marne et craie) et 3 (sable gravier).</p>
Wang et al., (2012)		$\tau_{cal,interface} = a \left(1 - e^{-b\delta l} \right)$ $a = \frac{\tau_{max,interface}}{R_f} \text{ et } b = \frac{GR_f}{R\tau_{max,interface} \ln\left(\frac{R_m}{R}\right)}$	<p>R est le rayon du pieu, G le module de cisaillement du sol</p> <p>R_m et R_f ont été définis ci-dessus.</p>
Vijayvergiya, (1977)	Loi puissance	$\tau_{cal,interface} = \tau_{max,interface} \left(2 \sqrt{\frac{\delta l}{\delta l_c}} - \frac{\delta l}{\delta l_c} \right)$	<p>δl_c représente le déplacement pour lequel la résistance au cisaillement τ_{max} est atteinte. Cette loi modélise l'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement sur la partie parabolique de la courbe (pour des déplacements inférieurs à δl_c).</p>

<p>Reddy et O'Reilly, (1998)</p>	<p>Loi expérimentale</p>	$\sigma_r = 0,7(\sigma_v)^{0,89} e^{2,91D_D} \left(\frac{h}{R_0}\right)^{-0,33}$ $\frac{\tau_{cal,int\ erface}}{\sigma_r} = f(\delta l) \text{ obtenue en chambre d'étalonnage}$	<p>La contrainte radiale σ_r est calculée au milieu de chaque tronçon du pieu discrétisé (D_D est la densité relative du sable, R_0 le rayon du pieu, h la distance entre le segment considéré et la pointe de pieu et σ_v la contrainte normale). Les pieux sont soumis en chambre d'étalonnage à différentes contraintes radiales σ_r. La courbe donnant le rapport τ/σ_r (pieu en traction) en fonction du déplacement δl est alors tracée et la valeur de τ déduite des essais.</p>
<p>Wu et al., (2011)</p>	<p>Loi bilinéaire</p>	<p>Si $0 < \delta l < \frac{\tau_{max,int\ erface}}{k_s}$ alors $\tau_{cal,int\ erface} = k_s \times \delta l$</p> <p>Si $\delta l > \frac{\tau_{max,int\ erface}}{k_s}$ alors $\tau_{cal,int\ erface} = \tau_{max,int\ erface}$</p>	<p>La rigidité de frottement k_s dépend du poids volumique de l'eau γ_w, de la contrainte normale appliquée sur le matériau σ_n, de la pression atmosphérique P_a, de la contrainte de cisaillement τ, de l'adhérence et de l'angle de frottement à l'interface c_a et δ, et de trois paramètres K_i, R_f et n déduits des essais de cisaillement d'interface.</p> $k_s = K_i \gamma_w \left(\frac{\sigma_n}{P_a}\right)^n \left(1 - R_f \frac{\tau}{c_a + \sigma_n \tan \delta}\right)^2$
<p>Frank et Zhao, (1982)</p>	<p>Loi trinéaire</p>	<p>Si $0 < \delta l < \frac{\tau_{max,int}}{2k_\tau}$ alors $\tau_{cal,int} = k_\tau \times \delta l$</p> <p>Si $\frac{\tau_{max,int}}{2k_\tau} < \delta l < \frac{3\tau_{max,int}}{k_\tau}$ alors $\tau_{cal,int} = \frac{k_\tau \times \delta l}{5} + \frac{2\tau_{max,int}}{5}$</p> <p>Si $\delta l > \frac{3\tau_{max,int}}{k_\tau}$ alors $\tau = \tau_{max,int}$</p>	<p>Les courbes de mobilisation sont linéaires par morceaux. La rigidité de l'interface sol-pieu est fonction du module pressiométrique du sol E_M, de la largeur de la fondation et de la nature du sol (Chapitre IV, § 5).</p>

2 Protocole expérimental

2.1 Caractérisation du sol

Les essais à la boîte de cisaillement direct et modifiée sont réalisés avec du limon prélevé sur le site expérimental de Rouen, à 2,30 m de profondeur (Chapitre IV, § 2.2).

La classification du sol est établie à partir de sa courbe granulométrique et des limites d'Atterberg. Un essai œdométrique et un essai Proctor sont également effectués. L'indice des vides initial, la contrainte de préconsolidation effective $\sigma'_{\text{préconsolidation}}$, les indices de compression C_c et de gonflement C_s et la teneur en eau à l'Optimum de densité Proctor w_{OPN} sont déterminés.

2.1.1 Classification du sol selon la norme NF P 11-300

La granularité du sol est déterminée selon les recommandations établies dans les normes XP P 94-041 (AFNOR, 1995) et NF P 94-057 (AFNOR, 1992). La Figure III-10 présente sa courbe granulométrique.

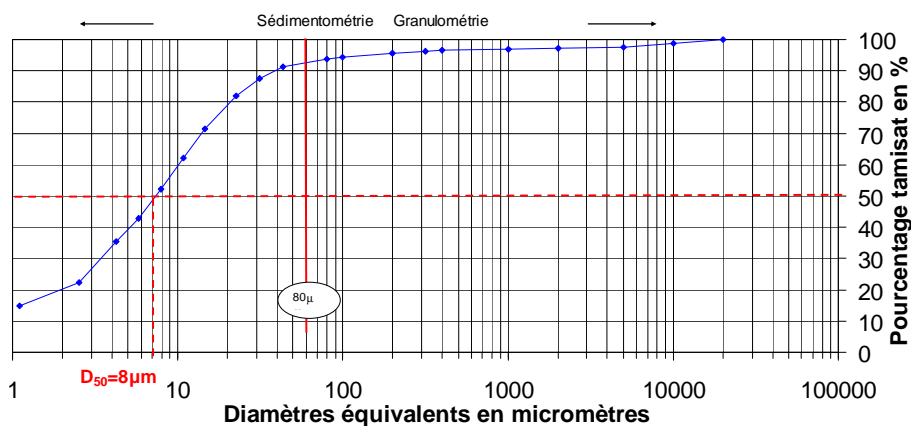


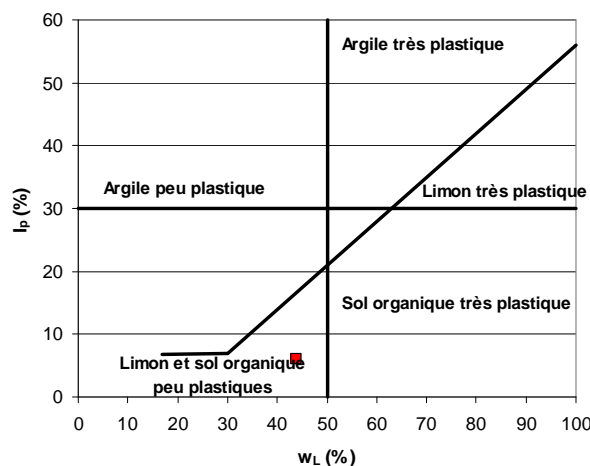
Figure III-10. Courbe granulométrique

Le diamètre D_{50} du sol est égal à 8 μm (Figure III-10). Le diamètre maximal des particules de sol D_{max} est inférieur à 20 mm. 94 % du tamisat présente un diamètre inférieur à 80 μm . Le comportement du sol est donc assimilable à celui de sa fraction fine.

La teneur en eau naturelle du limon prélevé à 2,30 m de profondeur est égale à 86,2 %. L'étude de l'influence de la teneur en eau du sol sur les propriétés de résistance de l'interface matériau-sol a été réalisée après séchage du sol à l'étuve à 50°C. La phase de séchage modifiant ses propriétés physico-chimiques, les limites d'Atterberg et l'indice de plasticité correspondant (norme NF P 94-051 (AFNOR, 1993)) ont été déterminés avant et après séchage. Les valeurs sont présentées dans le Tableau III-6.

Tableau III-6. Limites d'Atterberg et indice de plasticité du sol

	Limites d'Atterberg avant séchage à l'étuve	Limites d'Atterberg après séchage à l'étuve
w_L (%)	94,4	43,9
w_P (%)	71,3	37,9
I_p (%)	23,1	6

**Figure III-11. Abaque de Casagrande (modifié d'après Casagrande, 1947)**

Selon la norme NF P 11-300 (AFNOR, 1992) et l'abaque de plasticité de Casagrande (Figure III-11), le sol prélevé sur le site expérimental de Rouen est, après séchage, un limon peu plastique de sous-classe A_1 .

A titre de comparaison, les limites d'Atterberg et l'indice de plasticité du limon de Jossigny sont plus élevés que ceux du limon de Rouen (Le Runigo, 2008). Les limites de plasticité et de liquidité valent respectivement 19 et 37 % (soit un indice de plasticité égal à 18 %). La présence de charbon et de matière organique dans le limon de Rouen pourrait expliquer la faible valeur de l'indice de plasticité obtenue après séchage (Tableau III-6).

2.1.2 Propriétés intrinsèques du limon

2.1.2.1 Poids volumique

Le poids volumique apparent du limon $\gamma_{h,N}$ est mesuré en laboratoire et est égal à $14,1 \text{ kN/m}^3$. Le poids volumique des particules solides du limon γ_s est pris égal à $26,5 \text{ kN/m}^3$.

2.1.2.2 Teneur en eau à l'optimum Proctor

La Figure III-12 présente l'évolution du poids volumique sec du limon obtenu par compactage à la dame dans un moule normalisé en fonction de sa teneur en eau (norme NF P 94-093 (AFNOR, 1999)). Le limon a été préalablement séché à l'étuve à 50°C puis mélangé à l'eau.

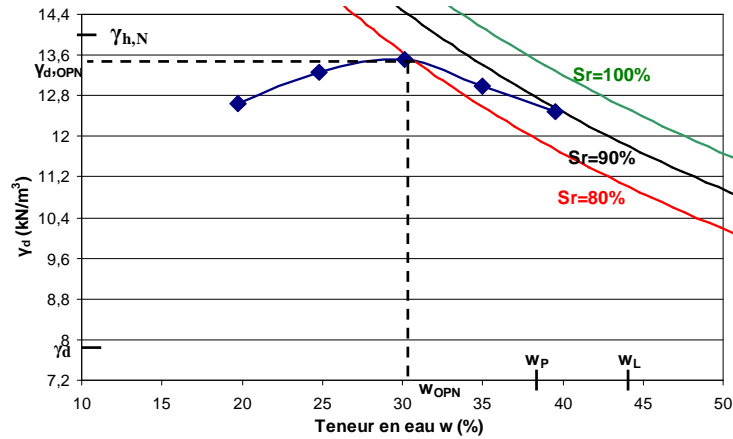


Figure III-12. Evolution du poids volumique sec du limon en fonction de sa teneur en eau

La teneur en eau du limon à l'Optimum de densité Proctor correspond à la teneur en eau pour laquelle le poids volumique sec du sol est maximal. Elle est égale, d'après la Figure III-12, à 30,1 % ($\gamma_{d,OPN}=13,5 \text{ kN/m}^3$). L'indice des vides e_{OPN} et le degré de saturation S_R correspondant à ce poids volumique sec maximal sont respectivement égaux à :

$$e_{OPN} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d,OPN}} - 1 = \frac{27}{13,5} - 1 = 1 \text{ et } S_R = 79\% \quad (14)$$

2.1.3 Indices des vides et contraintes de préconsolidation

L'essai œdométrique est réalisé selon les recommandations établies dans la norme XP P 94-090 (AFNOR, 1997) (Figure III-13).

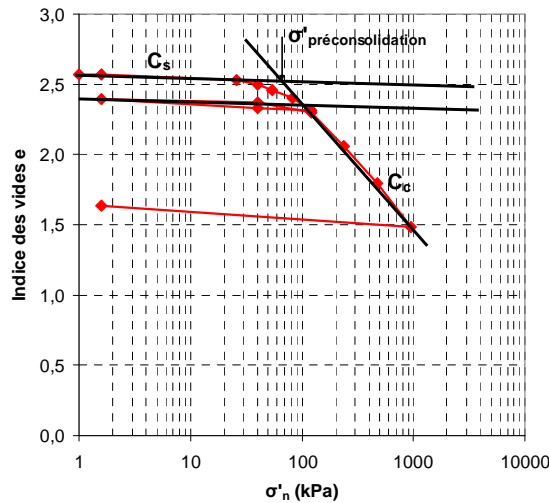


Figure III-13. Courbe œdométrique du limon

L'indice des vides initial du limon est égal à 2,50, ce qui met en évidence son état lâche. Le poids volumique sec initial du limon vaut :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{h,N}}{1+w} = \frac{14,1}{1+0,862} = 7,57 \text{ kN/m}^3 \quad (15)$$

$$\text{ou encore } \gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e} = \frac{26,5}{1+2,5} = 7,57 \text{ kN} / \text{m}^3 \quad (16)$$

Le degré de saturation initial du limon vaut :

$$S_r = \frac{(1+e) \times \gamma_{h,N} \times w}{(1+w) \times \gamma_w \times e} = 91\% \quad (17)$$

Les indices de compression C_c et de gonflement C_s valent respectivement 0,96 et 0,028. La contrainte de préconsolidation $\sigma'_{\text{préconsolidation}}$ est égale à 80 kPa et le poids volumique sec du limon sous cette contrainte vaut 7,9 kN/m³. Enfin, la contrainte verticale dans le sol à 2,30 m de profondeur vaut :

$$\sigma'_{v0} = \gamma_{h,N} \times z = 14,1 \times 2,30 = 32,4 \text{ kPa} \quad (u=0) \quad (18)$$

La contrainte effective verticale dans le limon est inférieure à la contrainte de préconsolidation : le limon est donc surconsolidé. Le degré de surconsolidation OCR, défini comme le rapport entre la contrainte de préconsolidation effective et la contrainte verticale effective dans le sol, est égal à 2,5.

2.2 Caractérisation des matériaux

2.2.1 Types de matériaux

Dans le cadre du programme expérimental, trois types de matériaux sont testés : le bois, le mortier et l'acier.

Parmi les 4 essences de bois étudiées sur les sites expérimentaux de Rouen et Cubzac-les-Ponts (Chapitre IV, § 1.1), les essences de pin et de chêne sont retenues pour les essais en laboratoire car elles constituent une ressource importante et de proximité sur le territoire français.

Un échantillon de bois, prélevé sur un pieu en chêne appartenant à des fondations d'une ancienne digue construite en 1673 dans la commune d'Auxonne sur la Loire est également utilisé pour les essais de cisaillement (Figure III-14).



Figure III-14. Pieux en chêne daté de 1673

Des échantillons d'acier et de mortier complètent ce panel afin de comparer les propriétés de résistance d'interface entre les différents matériaux et le limon.

Au total, cinq matériaux sont donc été testés : le mortier, l'acier, le chêne, le pin et le chêne qualifié « d'ancien » et daté de 1673.

2.2.2 Dimensions des matériaux

Les cinq matériaux présentent une géométrie parallélépipédique, de côté $10\text{cm} \times 10\text{cm}$. Leur hauteur est égale à 2,3 cm.

Les échantillons de pin et de chêne ont été usinés dans des planches de bois fournies par la scierie GROUAZEL.

L'échantillon d'acier est réalisé en collant une plaque en acier lisse (de 2,5 mm d'épaisseur) sur un échantillon de bois.

L'échantillon de mortier est fabriqué avec un dosage de référence dans un coffrage en acier en mélangeant 1350 g de sable de Seine, 500 g de ciment de type CEM III C (ciment employé classiquement pour les travaux dans les fondations) et 250 g d'eau (C/E=2). Il présente de nombreuses aspérités (Figure III-15).



Figure III-15. Présentation des différents matériaux

2.2.3 Rugosité des matériaux

La rugosité des matériaux est mesurée avec un scanner laser. La procédure d'essai est telle qu'un faisceau laser, parallèle à la direction de cisaillement entre le matériau et le limon, enregistre les propriétés géométriques de l'état de surface de l'échantillon en fonction de sa longueur. Deux acquisitions du laser (chaque acquisition correspondant à l'enregistrement d'un profil) sont espacées de 5 mm. 19 acquisitions sont réalisées par matériau (Figure III-16).

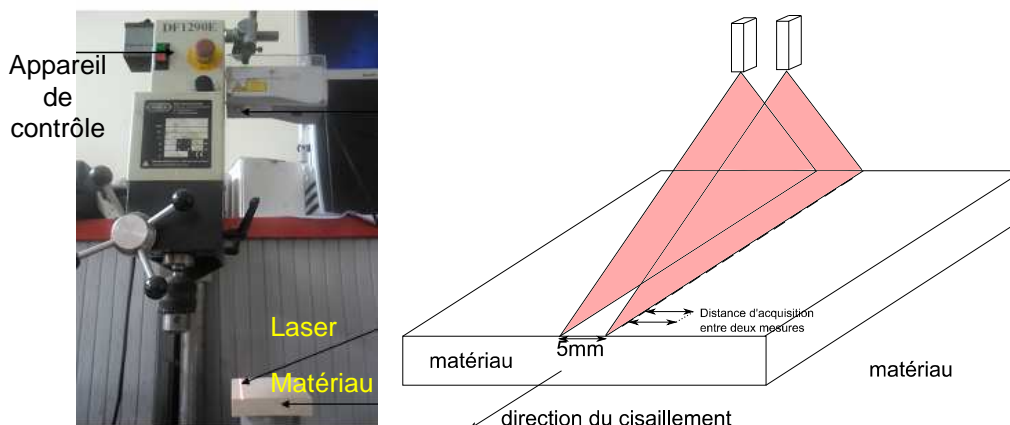


Figure III-16. Acquisition du scanner laser

La Figure III-17 présente les scans des profils des matériaux en fonction de leur longueur.

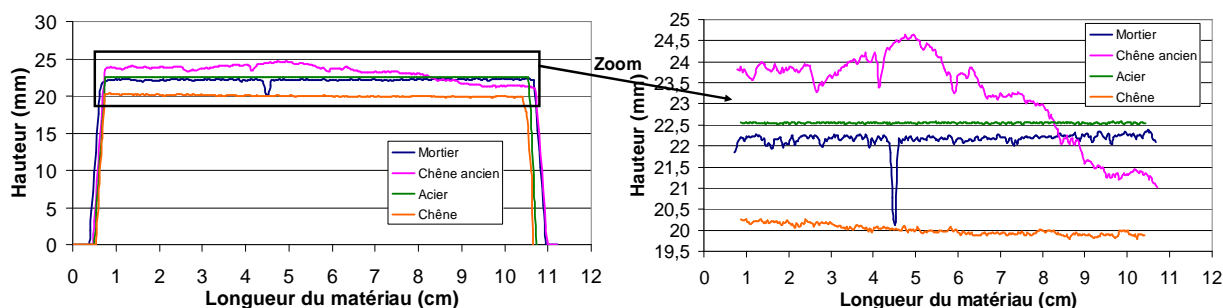


Figure III-17. Scan de l'état de surface des matériaux

Pour chaque profil, la distance d'acquisition entre deux mesures du scanner laser vaut $310 \mu\text{m}$ et est donc supérieure à la valeur D_{50} du limon, égale à $8 \mu\text{m}$ (Chapitre III, § 2.1.1). La rugosité normalisée des matériaux, définie par Kishida et Uesugi, (1987) lors d'essais de cisaillement d'interface avec du sable (Chapitre III, § 1.2.1.2) ne peut donc être calculée. La granulométrie et la taille des particules du limon ne sont par ailleurs pas prises en compte dans la mesure de la rugosité.

Les profils enregistrés par le scanner laser sont discrétisés en neuf éléments de $2,5 \text{ mm}$ de longueur et distants de 1 cm .

Dans un premier temps, chaque élément de $2,5 \text{ mm}$ de longueur est discrétisé en sous-éléments de $310 \mu\text{m}$ et de $800 \mu\text{m}$ de longueur (Chapitre III, § 1.2.1.2). La « rugosité » de chaque sous-élément (notée $R_{0,31}$ et $R_{0,8}$) est calculée comme la hauteur relative entre le point le plus haut et le point le plus bas de chaque sous-élément (Chapitre III, § 1.2.1.2).

La « rugosité » des éléments de $2,5 \text{ mm}$ de longueur est déterminée en effectuant la moyenne arithmétique des rugosités de chaque sous-élément. Puis la rugosité de chaque matériau est évaluée en réalisant successivement les moyennes arithmétiques des rugosités des éléments et des profils (Tableau III-7).

Tableau III-7. Rugosités des matériaux $R_{0,31}$ et $R_{0,8}$

Matériau	$R_{0,31}$ (μm)	$R_{0,8}$ (μm)
Acier	21	25
Chêne	42	51
Pin	47	54
Mortier	56	68
Chêne ancien	64,2	78

Les valeurs des rugosités $R_{0,31}$ et $R_{0,8}$ ne sont pas retenues dans la suite de l'étude car les longueurs des sous-éléments (égales à 310 et 800 μm) ne permettent pas de rendre compte de la taille réelle des aspérités caractérisant l'état de surface des matériaux (les tailles des aspérités du mortier et du chêne ancien sont en majorité supérieures à la longueur de ces sous-éléments).

Finalement, la rugosité des matériaux est évaluée en calculant la hauteur relative entre le point le plus haut et le point le plus bas de chaque élément de 2,5 mm de longueur, puis en effectuant successivement les moyennes arithmétiques des rugosités des différents éléments et des profils (Figure III-18).

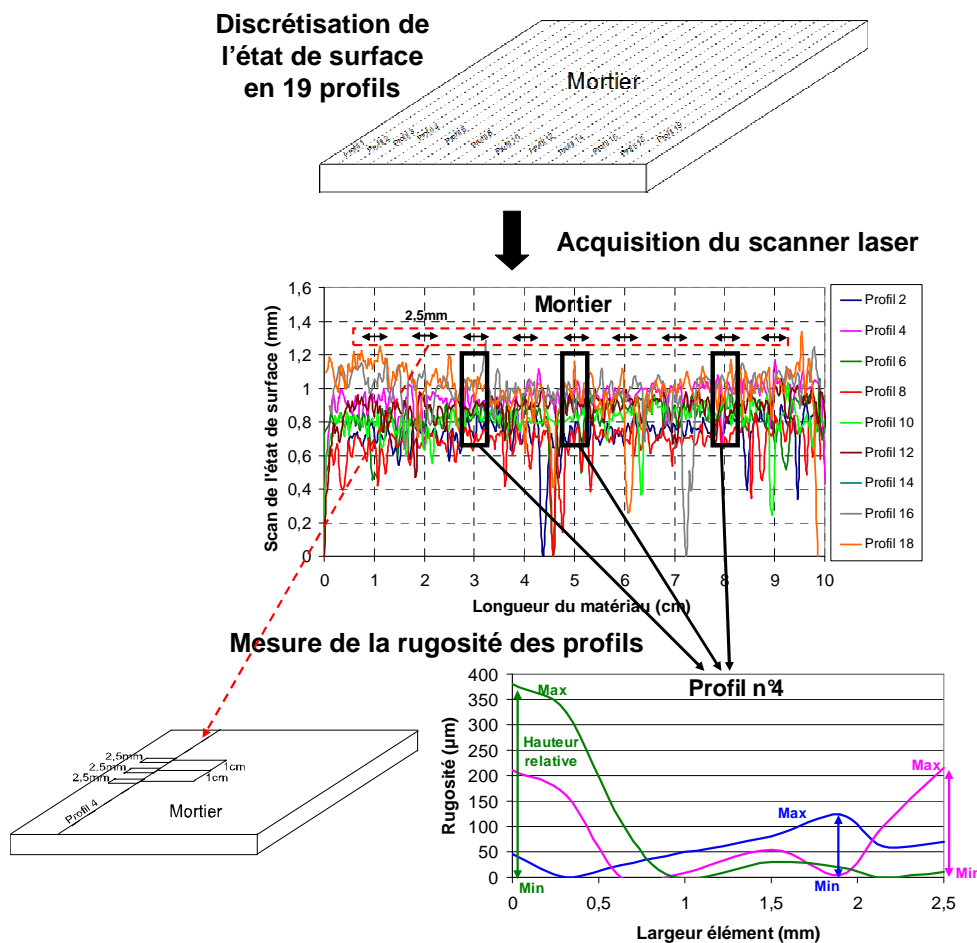


Figure III-18. Mesure de la rugosité d'un élément (mortier)

Le Tableau III-8 présente les valeurs des rugosités des cinq matériaux retenues dans le cadre de cette étude.

Tableau III-8. Rugosité des matériaux

Matériau	Rugosité (μm)
Acier	36,6
Chêne	83,0
Pin	97,1
Mortier	179,2
Chêne ancien	255,6

Le Tableau III-8 montre que l'acier possède la rugosité la plus faible. Les faibles différences entre les rugosités du pin et du chêne résultent de l'usinage des échantillons en laboratoire. Le mortier et le chêne ancien, dont les états de surface sont « bruts », possèdent les rugosités les plus élevées.

Les rugosités des échantillons présentées dans le Tableau III-8 sont supérieures aux rugosités mesurées en laboratoire (Tableau III-2), mais inférieures à celles des matériaux employés dans la construction en génie civil :

- Les rugosités des matériaux évaluées avec le scanner laser sont plus élevées que celles mesurées par [Lemos et Vaughan, \(2000\)](#) ; [Rouaiguia, \(2010\)](#). Le diamètre D_{50} du limon est néanmoins équivalent à celui du sol argileux présenté dans le Tableau III-2 ;
- La rugosité des pieux en béton lisse (respectivement rugueux) varie entre 0,3 et 1 mm (respectivement 1 et 3 mm), celle des pieux en acier entre 0,045 et 0,09 mm. Enfin, la rugosité de l'acier galvanisé peut atteindre 0,15 mm (Tableau III-2) ;

2.3 Conditions d'essais

Le protocole expérimental comprend deux campagnes d'essais à la boîte de cisaillement : la première est réalisée avec le limon, la seconde avec le limon et les matériaux présentés dans le Chapitre III, § 2.2.

Les teneurs en eau, le poids volumique sec initial du limon, les contraintes de chargement σ_p et les contraintes normales σ_n appliquées lors des essais sont identiques dans les deux campagnes.

Les limites d'Atterberg du limon (Tableau III-6) retenues dans cette étude sont celles mesurées après séchage du sol à l'étuve à 50°C.

2.3.1 Teneurs en eau du limon

Quatre teneurs en eau du limon sont retenues pour étudier l'effet de ce paramètre sur les propriétés de résistance du limon et celles de l'interface matériau-limon :

- Une teneur en eau du limon nulle. Le limon présente un comportement de matériau pulvérulent (Figure III-19). Il est constitué d'agrégats de petites tailles qui accentuent le caractère granulaire du sol ([Micheals, 1959, cité par Cokca et al., 2004](#)) ;

- Deux teneurs en eau du limon égales à 15 et 25 %. Le limon est constitué d'agrégats de tailles diverses formés de particules argileuses et d'une matrice granulaire située entre les agrégats ;
- Une teneur en eau du limon égale à 35 %. Cette teneur en eau est supérieure à la teneur en eau à l'Optimum de densité Proctor et proche de la limite de plasticité (Chapitre III, § 2.1.1 et § 2.1.2.2). Les pores du limon sont remplis d'eau et les ménisques d'eau en contact avec les particules de sol sont continus (Vanapalli et al., 1996).

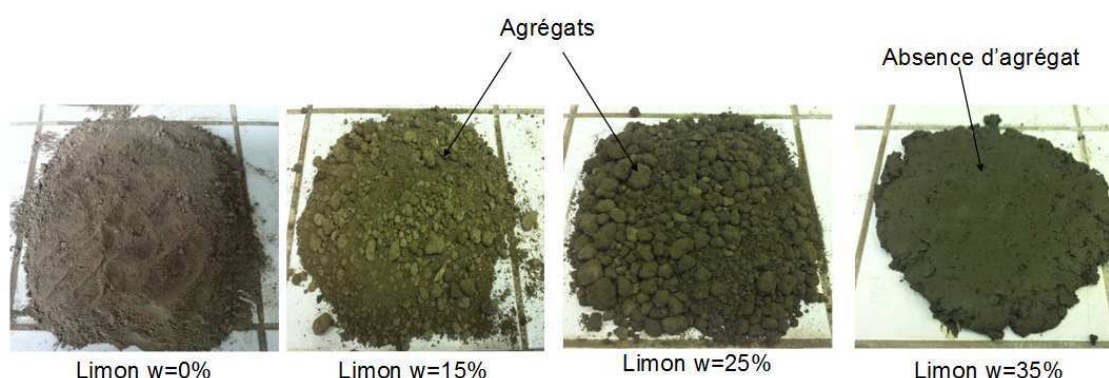


Figure III-19. Etats du limon aux différentes teneurs en eau

Dans les études présentées dans la littérature, le choix des teneurs en eau du sol (argile ou sol cohérent) est principalement effectué en fonction des limites de plasticité et de liquidité. Par exemple, les teneurs en eau de l'argile retenues par Bravo et al., (2012) ; Shakir et Zhu, (2009) sont inférieures ou supérieures à sa limite de plasticité, tandis que celles fixées par Potyondy, (1961) sont supérieures. Enfin, celles choisies par Raboudi et El Ouni, (1993) dépendent de la teneur en eau à l'Optimum de densité Proctor de l'argile (Tableau III-9).

Tableau III-9. Comparaison des teneurs en eau du sol retenues dans les études présentées dans la littérature

Auteurs	Sol / Matériau	Limites d'Atterberg Optimum Proctor	Teneurs en eau étudiées (%)
Raboudi et El Ouni, (1993)	Argile / Micropieu en bois	$w_{OPN}=23,5\%$	$w = 18,5 ; 20 ; 22,2 ; 25,7 ; 27,5$
Bravo et al., (2012)	Argile / Acier	$w_p=28,6\%$ $w_l=78,9\%$	$w = 15 ; 20 ; 25 ; 30 ; 35$
Shakir et Zhu, (2009)	Argile / Béton	$w_p=19,98\%$ $w_l=35,08\%$	$w = 10 ; 16 ; 21$
Potyondy, (1961)	Argile / Bois, Béton, Acier	$w_p=21,8\%$ $w_l=37,8\%$	$w = 22,8 ; 26,1$
	Sol cohérent / Bois, Béton, Acier	$w_p=12,4\%$ $w_l=22\%$	$w = 13 ; 15 ; 17$
Projet Pieux Bois	Limon / Bois, Mortier, Acier	$w_p=37,9\%$ $w_l=43,9\%$	$w = 0 ; 15 ; 25 ; 35$

2.3.2 Poids volumique sec initial du limon

Le limon sec est introduit par gravité (dans un état lâche) dans la demi-boîte inférieure ou le châssis métallique la substituant (Chapitre III, § 2.5.1). Son poids volumique sec est égal à $9,0 \text{ kN/m}^3$.

La masse de limon mise en place dans la demi-boîte inférieure (ou le châssis métallique) est calculée afin que son poids volumique sec soit constant et égal à $9,0 \text{ kN/m}^3$.

2.3.3 Contraintes de chargement σ_p

Le limon, dont la teneur en eau varie entre 0 et 35 %, n'est pas saturé. Le terme de « consolidation » préalable à l'essai de cisaillement n'est donc pas adapté. Les contraintes auxquelles est soumis le limon préalablement à la phase de cisaillement sont alors qualifiées de « contraintes de chargement » et notées σ_p .

Le choix des contraintes de chargement fait référence aux états de contraintes dans le sol avant et après la phase de battage des pieux. Le Chapitre IV, § 2.6 présente les essais de chargement des pieux en bois battus sur le plot expérimental de Rouen. Sur ce plot, la profondeur d'encastrement des pieux dans le sol est égale à 4,6 m. En considérant une seule couche de sol uniforme (limon) sur toute la hauteur des pieux, la contrainte horizontale initiale dans le sol à 4,6 m de profondeur avant battage est égale à :

$$\sigma'_{h0} = K_0 \times \gamma_{h,N} \times z = 0,5 \times 14,1 \times 4,6 = 32,4 \text{ kPa}$$

Après le battage des pieux dans les argiles et les limons, le rapport K / K_0 varie, selon [Kulhawy, \(1983\)](#) entre 1 et 2. [Blanchet et al., \(1980\)](#) donnent une valeur de ce rapport égale à 4.

En considérant que $K / K_0 = 3$ (avec $K_0 = 0,5$), la contrainte horizontale dans le sol à 4,6 m de profondeur après battage est égale à :

$$\sigma'_h = K \times \gamma_{h,N} \times z = 1,5 \times 14,1 \times 4,6 = 97,3 \text{ kPa}$$

Suite au calcul des contraintes horizontales dans le sol avant et après la phase de battage des pieux, les valeurs des contraintes de chargement retenues dans cette étude et appliquées aux éprouvettes de limon sont égales à 30 (σ_{p1}), 65 (σ_{p2}) et 100 kPa (σ_{p3}).

2.3.4 Contraintes normales σ_n

Selon la norme NF P 94-071-1 ([AFNOR, 1994](#)), si la contrainte verticale dans le sol σ'_{v0} est inférieure à 100 kPa, les contraintes normales égales à 50, 100 et 200 kPa peuvent être appliquées aux éprouvettes de sol. Ainsi, les valeurs de ces trois contraintes normales (notées respectivement σ_{n1} , σ_{n2} et σ_{n3}) sont retenues dans cette étude.

Les contraintes de chargement et les contraintes normales sont appliquées successivement aux éprouvettes de sol dans les deux campagnes d'essais. La Figure III-20 présente un schéma récapitulatif de ces chemins de contraintes.

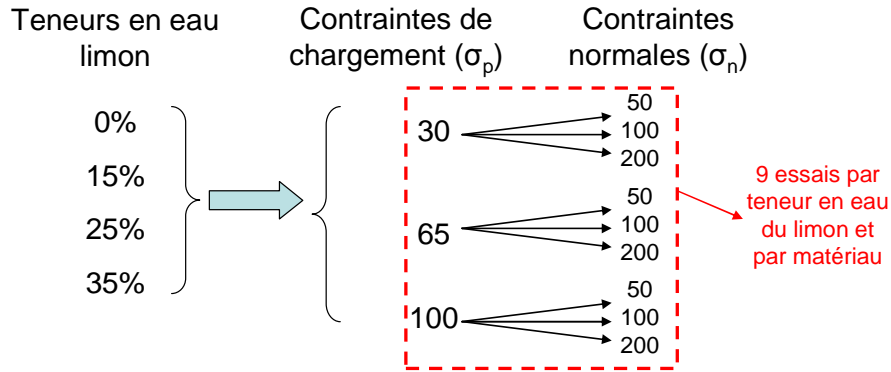


Figure III-20. Contraintes appliquées sur les éprouvettes de limon

2.3.5 Vitesse de cisaillement

2.3.5.1 Vitesse de cisaillement des éprouvettes de limon

La vitesse maximale des essais de cisaillement du limon est déterminée selon la norme NF P 94-071-1 (AFNOR, 1994). Un capteur de déplacement vertical mesure le tassement du limon lors de l'application des contraintes de chargement et des contraintes normales.

La Figure III-21 présente l'évolution du tassement des éprouvettes de limon en fonction du temps.

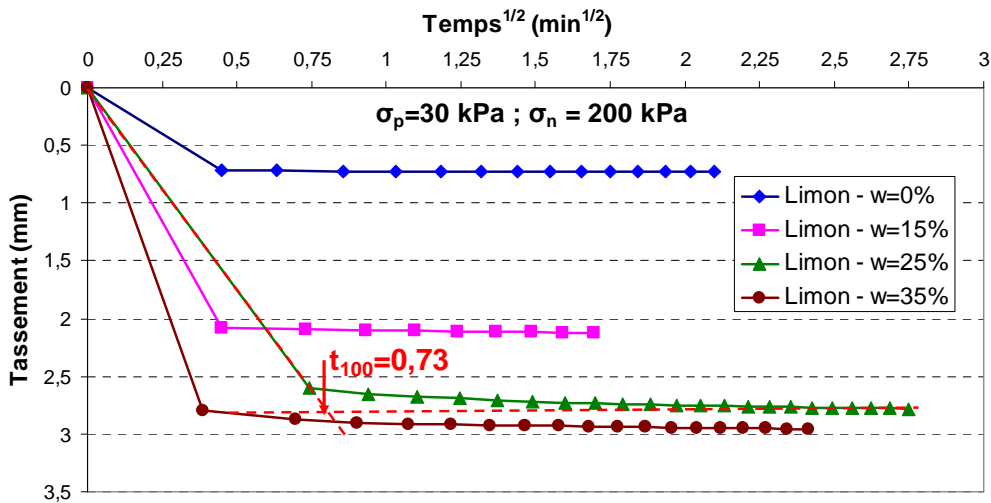


Figure III-21. Evolution du tassement des éprouvettes de limon en fonction du temps

Selon la norme NF P 94-071-1 (AFNOR, 1994), la vitesse de cisaillement maximale des éprouvettes de limon est égale à $\frac{125}{t_{100}} = 0,17 \text{ mm/min}$. Elle est fixée à 0,04 mm/min.

2.3.5.2 Vitesse de cisaillement à l'interface matériau-limon

La Figure III-22 présente le tassement du limon en fonction du temps.

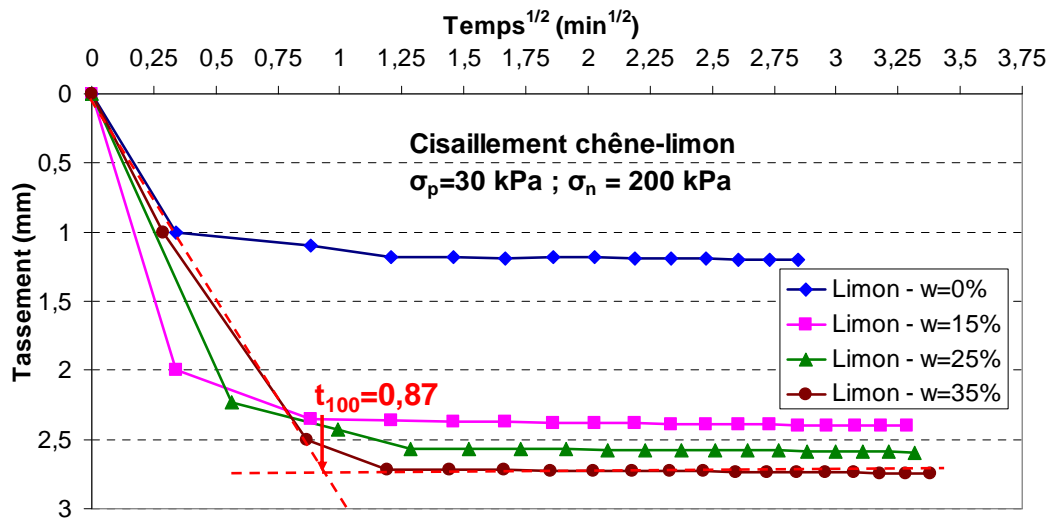


Figure III-22. Evolution du tassement des éprouvettes de limon en fonction du temps – cisaillement chêne-limon

Compte tenu des courbes présentées sur la Figure III-22, la vitesse maximale recommandée par la norme NF P 94-071-1 (AFNOR, 1994) est égale à 0,14 mm/min.

La vitesse de cisaillement entre les matériaux et le limon est fixée à 0,10 mm/min.

2.4 Essais de cisaillement du limon

2.4.1 Présentation de la boîte de cisaillement normalisée

L'appareil de cisaillement direct plan est constitué de deux demi-boîtes, l'une supérieure et fixe, l'autre inférieure et mobile. L'éprouvette de sol est contenue dans ces deux demi-boîtes. Lors de l'essai de cisaillement, la demi-boîte inférieure est en mouvement à vitesse constante et l'effort tangentiel résultant du cisaillement du sol est mesuré au niveau de la demi-boîte supérieure (Figure III-23).

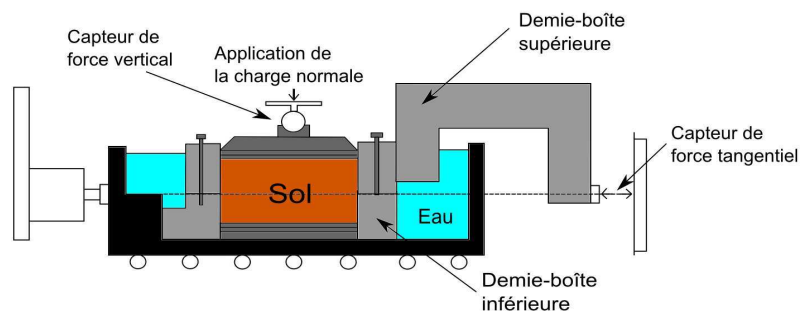


Figure III-23. Boîte de cisaillement (modifié d'après la norme NFP94-071-1 (AFNOR, 1994))

Les deux demi-boîtes, de section carrée, présentent la même section droite. Leurs dimensions intérieures sont égales à 60mm×60mm et leur hauteur à 40 mm (Figure III-24).

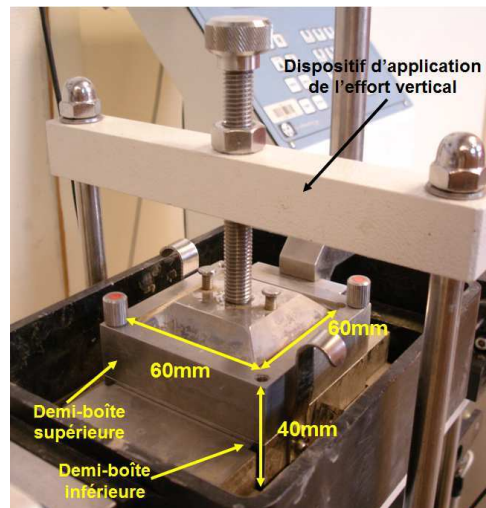


Figure III-24. Dimensions de la boîte de cisaillement direct normalisée

2.4.2 Réalisation des essais de cisaillement

Dans un premier temps, des essais drainés à la boîte de cisaillement sont réalisés sur des éprouvettes de limon non remaniées, afin d'évaluer son angle de frottement interne et sa cohésion. Les résultats sont présentés dans le Chapitre III, § 3.1.1. Le limon a été prélevé sur le plot expérimental de Rouen lors de sondages à la pelle mécanique puis taillé à l'aide de fer aux dimensions de la demi-boîte inférieure.

Dans un second temps, des essais de cisaillement sont effectués avec du limon remanié, aux teneurs en eau présentées dans le Chapitre III, § 2.3.1. Le poids volumique sec du limon est calculé après application des contraintes de chargement et des contraintes normales (Figure III-25).

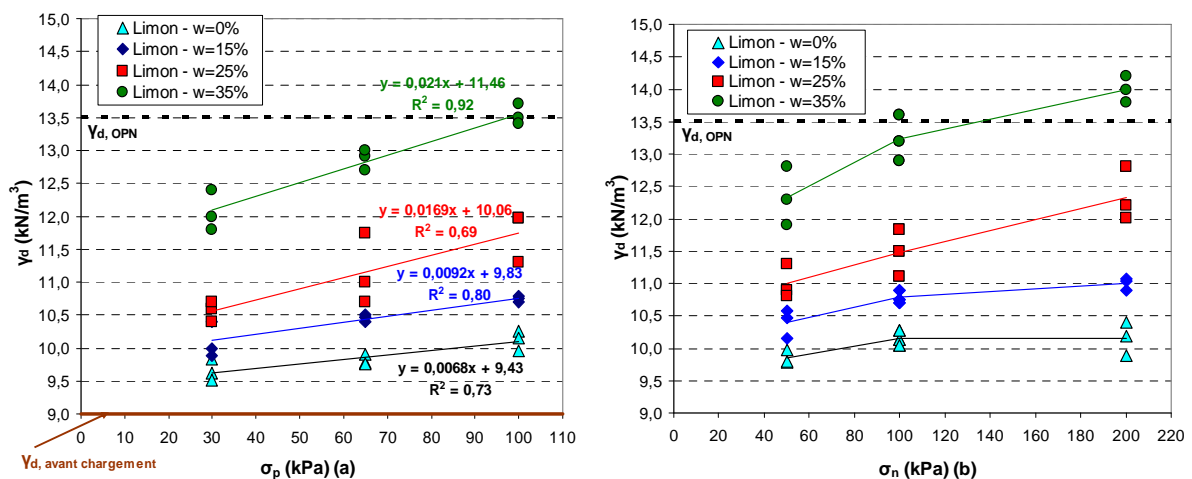


Figure III-25. Evolution du poids volumique sec du limon en fonction des contraintes de chargement (a) et des contraintes normales (b)

Le poids volumique sec du limon croît linéairement avec les contraintes de chargement (Figure III-25a).

Les pentes des droites de corrélation augmentent avec la teneur en eau du limon : par exemple, la pente de la courbe de tendance du limon à l'état sec (égale à 0,0068) est plus faible que celle du limon dont la teneur en eau est égale à 35 % (égale à 0,021).

L'eau adsorbée lubrifie la surface des particules contenues dans les agrégats et accroît leur répulsion (Cokca et al., 2004). Ils s'écrasent sous l'effet des contraintes appliquées à l'éprouvette de sol. Les particules glissent alors les unes contre les autres et leur réorientation diminue la taille des pores. Cette réorganisation engendre une réduction du volume macroscopique du sol (Muñoz-Castelblanco, 2011) et une augmentation de son poids volumique sec.

L'application des contraintes normales entraîne une augmentation du poids volumique sec du limon à l'état sec, comprise entre 0,9 et 4 % (Figure III-25b).

Les plus fortes variations du poids volumique sec du limon sont mesurées lorsque la teneur en eau du sol augmente de 25 à 35 %, quelle que soit la contrainte normale σ_n appliquée. L'ensemble des valeurs du poids volumique sec mesurées est donné dans le Tableau 9 en Annexe D.

Biarez et Hicher, (1994) ont établi une relation entre la limite de liquidité et la compressibilité des sols normalement consolidés (Figure III-26). Ils ont montré que les indices des vides correspondant aux limites de liquidité et de plasticité étaient mesurés pour des contraintes verticales proches respectivement de 7 kPa et 1 MPa. Pour une contrainte verticale égale à 10 MPa, l'arrangement des particules du sol (assimilées à des sphères) est optimal et l'indice des vides égal à 0,35. L'intérêt de cette corrélation est de calculer un tassement à partir d'informations sur un sol remanié (Reiffsteck et al., 2012).

L'évolution des indices des vides des éprouvettes de limon en fonction des contraintes normales appliquées est représentée sur la Figure III-26.

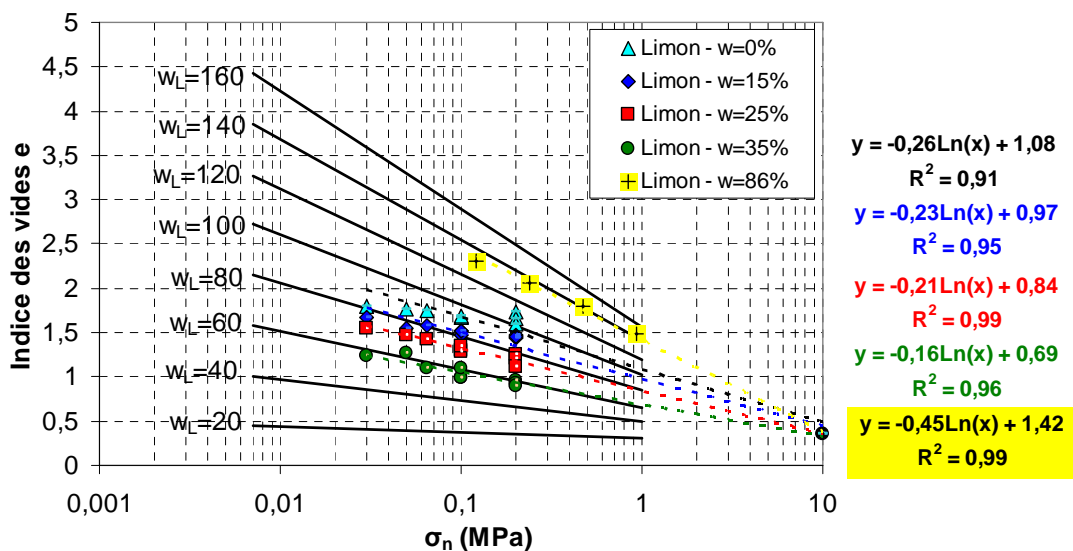


Figure III-26. Evolution de l'indice des vides des éprouvettes de limon en fonction des contraintes normales (modifié d'après Biarez et Hicher., 1994)

L'évolution de l'indice des vides du limon (non remanié et à teneur en eau naturelle) en fonction des contraintes verticales suit la droite d'isovaleurs $w_L=140\%$. Cette limite de liquidité théorique est nettement supérieure à celle mesurée avant le séchage du limon à l'étuve à 50°C et égale à $94,4\%$.

Cet abaque a été construit pour des argiles. Toutefois, on constate que le limon présente le même comportement avec un décalage probablement lié à une nature minéralogique différente.

Pour une contrainte normale σ_n fixée, l'indice des vides du limon (quelle que soit sa teneur en eau) est supérieur à celui déterminé par la droite d'isovaleurs $w_L=43,9\%$. Enfin, la Figure III-26 montre également que l'indice des vides du limon tend vers une valeur minimale égale à $0,35$ avec l'augmentation de la contrainte normale, conformément à ce qu'ont observé Biarez et Hicher, (1994).

L'évolution du poids volumique sec moyen du limon mesuré après l'application des contraintes de chargement et normales en fonction de sa teneur en eau est présentée sur la Figure III-27. La succion (exprimée en kPa) dans le limon déduite de son degré de saturation (Figure III-6) est également notée.

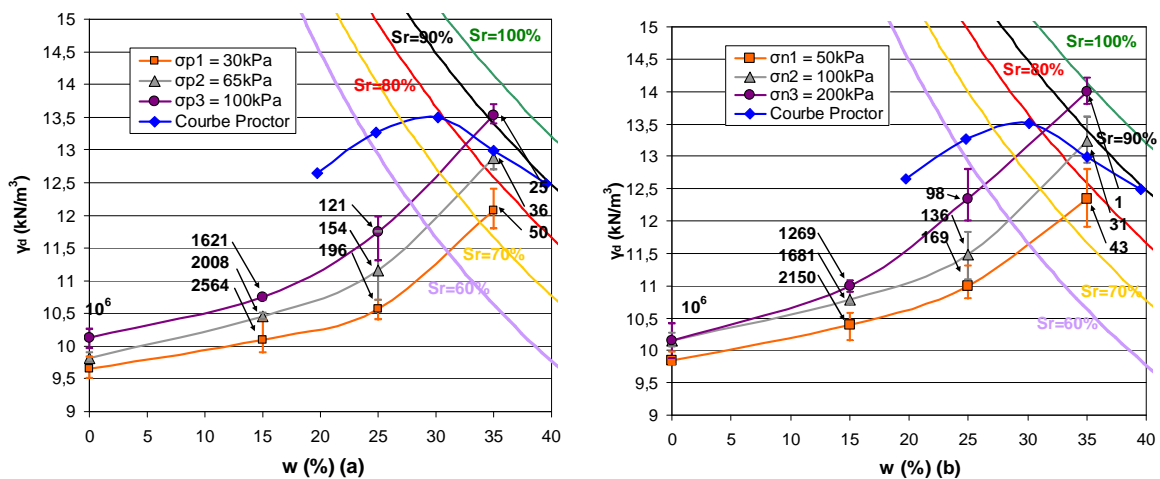


Figure III-27. Evolution du poids volumique sec du limon mesurée après l'application des contraintes de chargement (a) et des contraintes normales (b) en fonction de sa teneur en eau

Sous une contrainte de chargement égale à 100 kPa (Figure III-27a), le poids volumique sec du limon (dont la teneur en eau vaut 35%) est égal au poids volumique sec mesuré à l'Optimum de densité Proctor $\gamma_{d,OPN}$.

Après application des contraintes normales (Figure III-27b), le degré de saturation du limon, dont la teneur en eau est comprise entre 0 et 25% , est inférieur à 60% . Lorsqu'elle atteint 35% , le limon présente un degré de saturation compris entre 75 et 100% . La succion dans le sol est alors très faible.

2.5 Essais de cisaillement matériau-sol

2.5.1 Modifications apportées à la boîte de cisaillement

La boîte de cisaillement directe normalisée est modifiée afin de réaliser des essais de cisaillement d'interface matériau-sol. La demi-boîte inférieure est remplacée par un châssis métallique de 12 cm de longueur, 10 cm de largeur et 1,8 cm de hauteur. Ce châssis est destiné à contenir le limon (Figure III-28).



Figure III-28. Châssis métallique

Les matériaux sont fixés à la demi-boîte supérieure avec deux inserts noyés dans les matériaux et deux vis la traversant (Figure III-29).

La longueur de cisaillement des essais est égale à 2 cm (Figure III-29). Le châssis métallique contenant le limon est recouvert d'un film plastique durant les essais de cisaillement afin de maintenir la teneur en eau du sol constante.

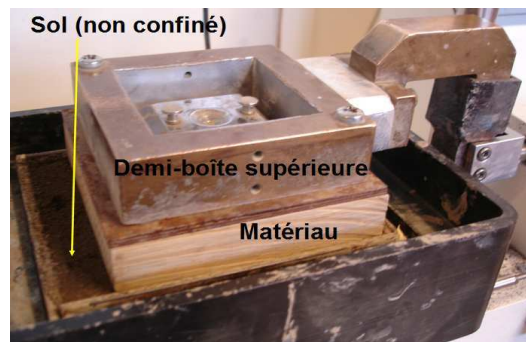
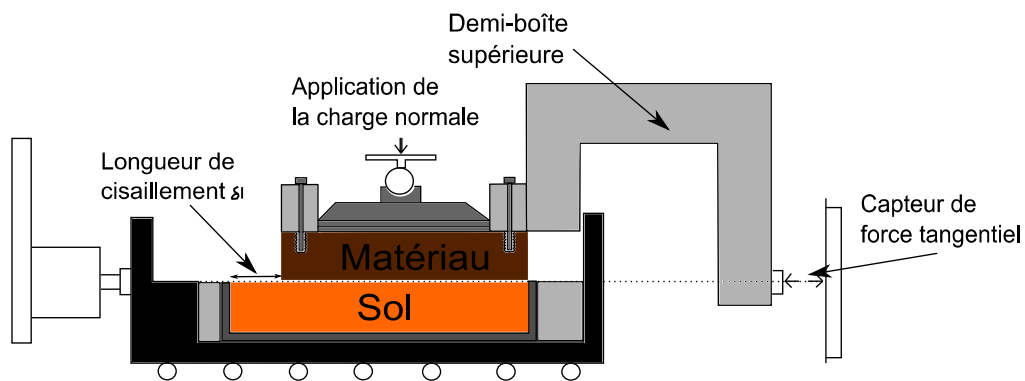


Figure III-29. Boîte de cisaillement modifiée

L'absence de confinement du limon devant la demi-boîte supérieure (Figure III-29) est une source d'erreur potentielle sur la mesure de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement, mais aussi sur l'influence du poids volumique sec du limon sur les propriétés de résistance de l'interface matériau-sol. Néanmoins, les modifications apportées à la boîte de cisaillement direct permettent d'obtenir, dans un premier temps, des résultats qualitatifs. Cette série d'essais ayant pour premier objectif de caractériser qualitativement le comportement de l'interface matériau-sol, il n'a pas été envisagé de construire un appareil spécifique sophistiqué.

La majorité des essais de cisaillement d'interface détaillés dans la littérature est réalisée en remplaçant la demi-boîte inférieure par le matériau. L'éprouvette de sol est alors contenue dans la demi-boîte supérieure (Shakir et Zhu, 2009 ; Gireesha et Muthukkumaran, 2011 ; Lemos et Vaughan, 2000 ; Uesugi et Kishida, 1986). Cette configuration permet d'appliquer les contraintes normales sur l'intégralité de la surface de l'éprouvette de sol (d'où une mesure précise du poids volumique) et d'étudier les déformations volumiques induites par le cisaillement.

2.5.2 Réalisation des essais de cisaillement

2.5.2.1 Application des contraintes de chargement et cisaillement

Les contraintes de chargement (égales à 30, 65 et 100 kPa) sont appliquées sur le limon avant la réalisation des essais de cisaillement.

La différence entre la longueur du châssis métallique et celle des matériaux nécessite l'ajout d'une pièce en bois (de largeur 2 cm et longueur 10 cm) préalablement à l'application des contraintes (Figure III-30).

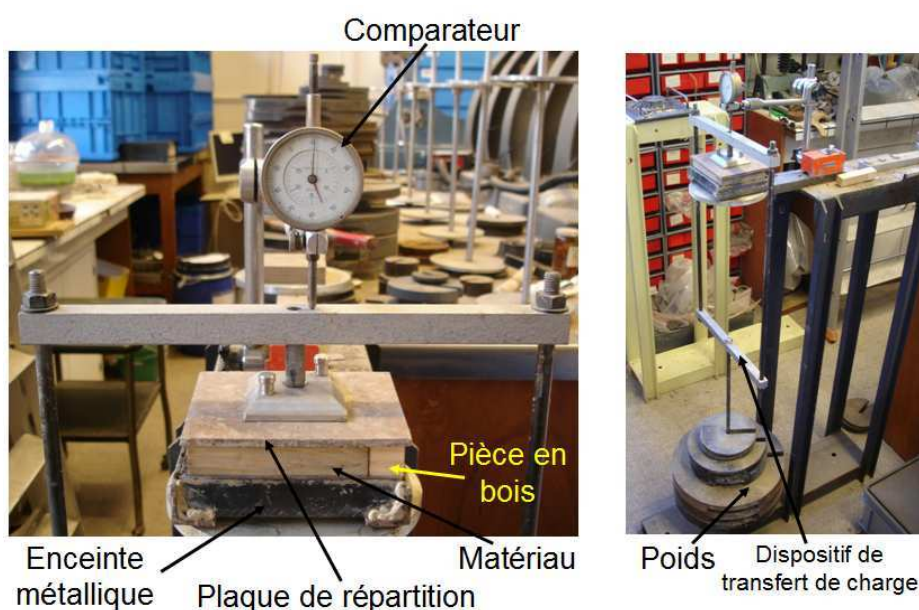


Figure III-30. Application des contraintes de chargement sur le limon

Une fois le tassement du sol stabilisé, le limon est déchargé, le châssis métallique contenant le sol est placé dans le châssis étanche de la boîte de cisaillement et le matériau fixé à la demi-boîte supérieure de la boîte de cisaillement. Des plaques placées entre le châssis métallique contenant le sol et le châssis étanche permettent de maintenir l'alignement entre l'interface matériau-limon et le capteur de force tangentielle.

Pour chaque matériau, teneur en eau du limon et contrainte de chargement, les contraintes normales égales à 50, 100 et 200 kPa sont appliquées sur le matériau (Figure III-20). La Figure III-31 montre l'évolution de l'indice des vides du limon en fonction des contraintes de chargement σ_p et des contraintes normales σ_n . Les valeurs des poids volumiques secs du limon sont présentées dans les Tableaux 10, 11, 12, 13 et 14 en Annexe D.

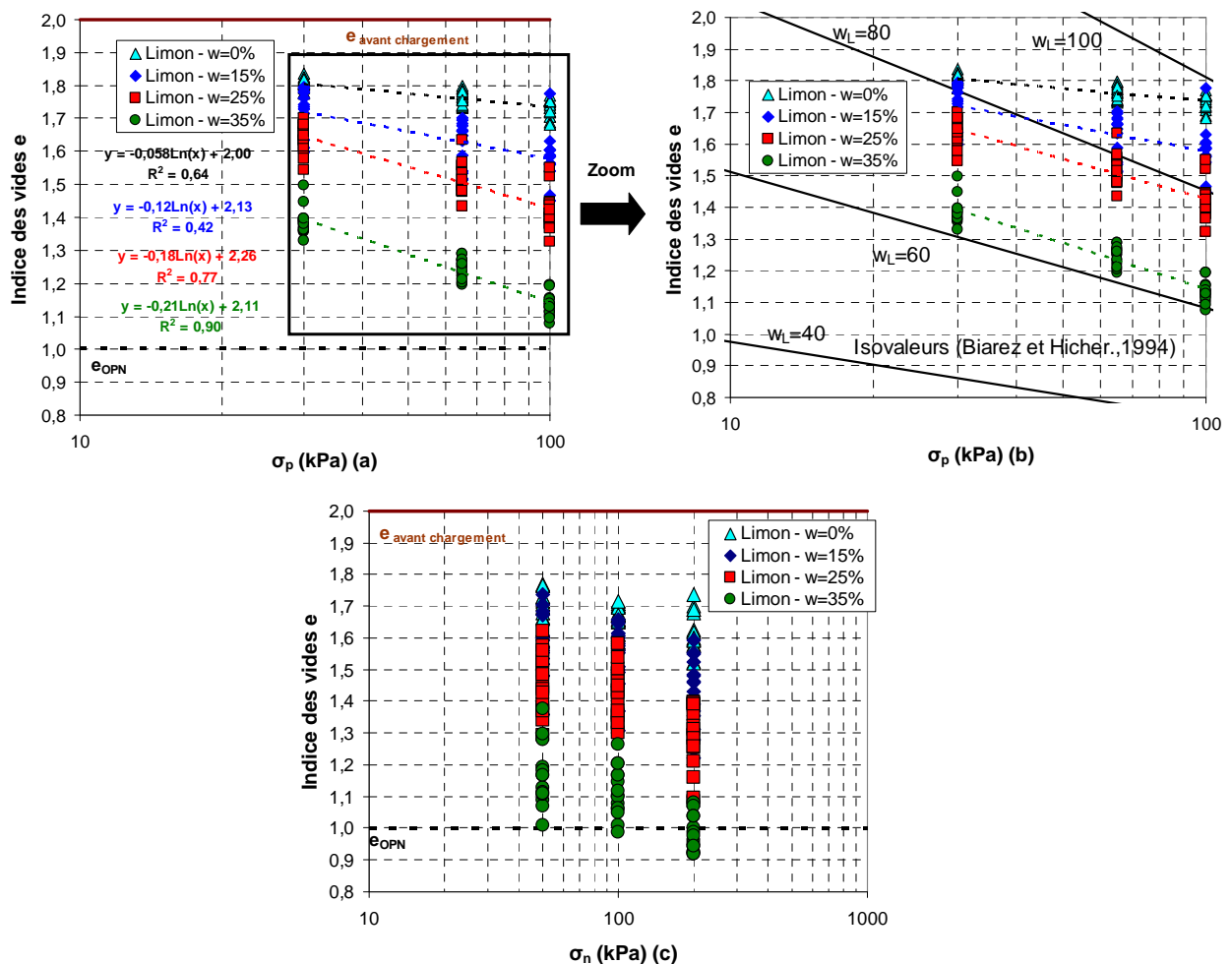


Figure III-31. Evolution de l'indice des vides du limon en fonction des contraintes de chargement (a et b) et des contraintes normales (c)

L'indice des vides du limon décroît linéairement avec les contraintes de chargement (Figure III-31a). Les pentes des droites de corrélation diminuent avec la teneur en eau du limon.

Lorsque la teneur en eau augmente, les pentes des droites de corrélation tendent vers la valeur de la pente de la droite d'isovaleurs $w_L=60\%$ (Figure III-31b).

Le Tableau III-10 et le Tableau III-11 présentent les coefficients de variation des poids volumiques secs du limon en fonction de sa teneur en eau, des contraintes de chargement et des contraintes normales appliquées. Pour chaque contrainte de chargement ou contrainte normale appliquée, 15 mesures de poids volumiques secs sont réalisées (trois par matériaux et cinq matériaux différents).

Tableau III-10. Coefficients de variation du poids volumique sec du limon calculés après l'application des contraintes de chargement

w (%)	0			15			25			35		
σ_p (kPa)	30	65	100	30	65	100	30	65	100	30	65	100
CV γ_d (%)	0,69	0,85	1,00	2,90	3,01	3,16	1,61	2,30	1,68	2,28	2,09	1,89

Tableau III-11. Coefficients de variation du poids volumique sec du limon calculés après l'application des contraintes normales

w (%)	0			15			25			35		
σ_n (kPa)	50	100	200	50	100	200	50	100	200	50	100	200
CV γ_d (%)	2,07	1,38	2,57	4,03	4,21	4,68	4,17	3,47	4,48	4,02	4,88	4,57

Les coefficients de variation du poids volumique sec du limon calculés après l'application des contraintes de chargement (Tableau III-10) sont compris entre 0,69 et 3,16 %. Cette faible dispersion valide le protocole expérimental mis en place préalablement à la réalisation des essais de cisaillement.

Les poids volumiques secs du limon calculés après l'application des contraintes normales présentent des coefficients de dispersion plus élevés (Tableau III-11), mais néanmoins inférieurs à 5 %. Le déchargement puis le rechargement des éprouvettes (Figure III-20), ainsi que l'absence de confinement du limon devant la demi-boîte supérieure peuvent expliquer ces dispersions.

Enfin, la Figure III-32 présente l'évolution du poids volumique sec du limon mesuré après l'application des contraintes de chargement et des contraintes normales en fonction de sa teneur en eau.

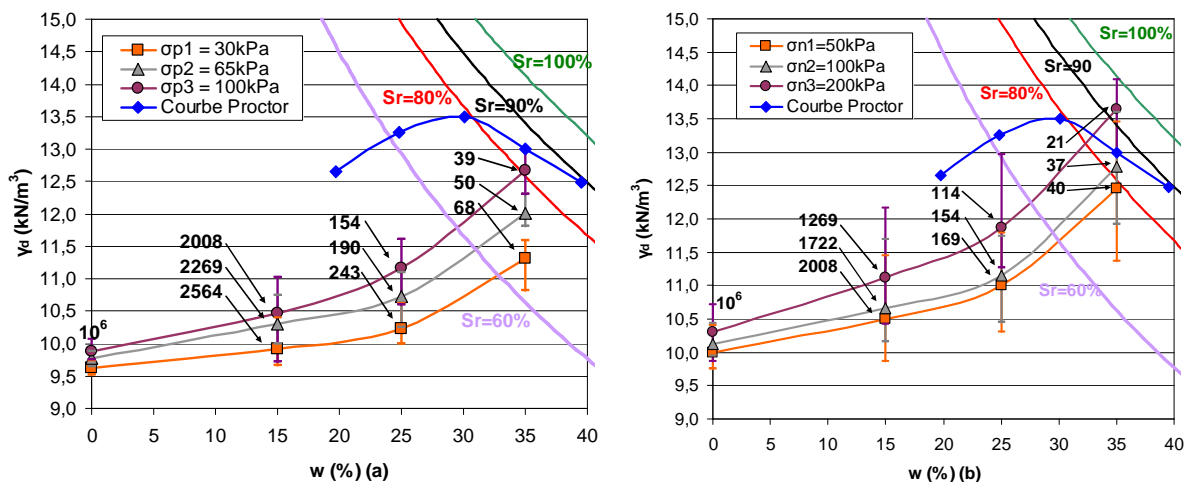


Figure III-32. Evolution du poids volumique sec du limon mesuré après l'application des contraintes de chargement (a) et des contraintes normales (b) en fonction de sa teneur en eau

Sous des conditions d'essais identiques (teneur en eau, contraintes de chargement et contraintes normales), le poids volumique sec du limon calculé dans la boîte de cisaillement direct normalisée est supérieur à celui mesuré dans la boîte de cisaillement modifiée (Figure III-27 et Figure III-32). Les volumes de sol différents contenus dans la demi-boîte inférieure et le châssis métallique, ainsi que le réarrangement des particules peuvent expliquer les écarts observés.

3 Résultats et interprétations

3.1 Cisaillement du limon

3.1.1 Angle de frottement et cohésion du limon non remanié

Les essais de cisaillement drainés sont réalisés sur des éprouvettes de limon non remaniées. Elles sont consolidées sous une contrainte de 30 kPa et cisailées à la vitesse de 0,018 mm/min (norme NF P 94-071-1 (AFNOR, 1994)).

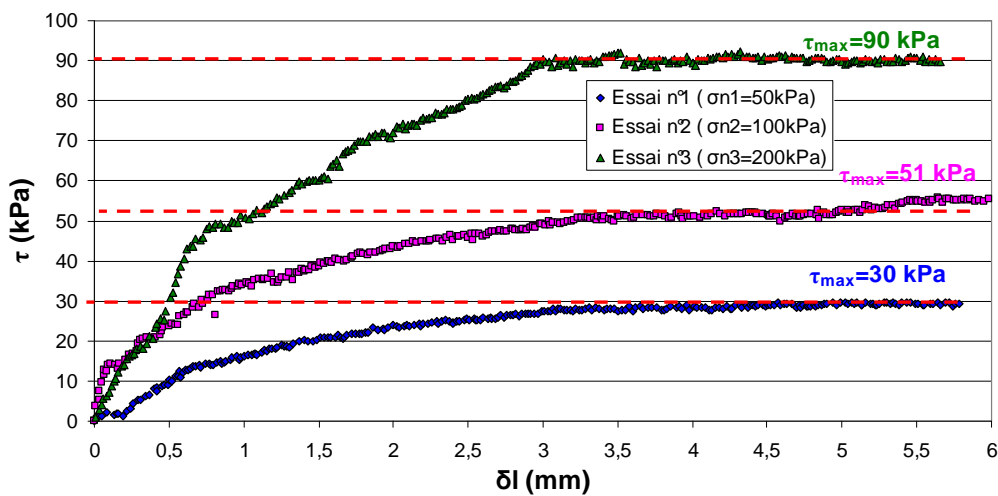


Figure III-33. Evolution de la contrainte de cisaillement du limon τ en fonction du déplacement δl

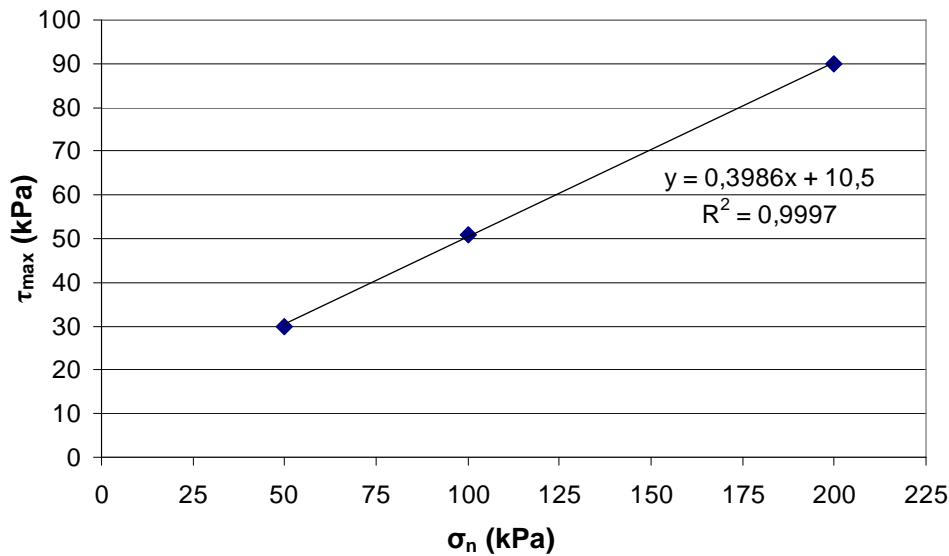


Figure III-34. Evolution de la résistance au cisaillement du limon τ_{max} en fonction de la contrainte normale σ_n

L'angle de frottement interne du limon et sa cohésion drainée valent respectivement 22° et 12 kPa (Figure III-34).

3.1.2 Effet de la teneur en eau du limon sur ses propriétés de résistance

Les essais de cisaillement sont réalisés à la boîte de cisaillement direct normalisée. La Figure III-35 présente quelques résultats relatifs à l'évolution de la contrainte de cisaillement du limon en fonction du déplacement. La contrainte normale appliquée sur l'éprouvette est égale à 100 kPa et la teneur en eau du sol varie entre 0 et 35 %.

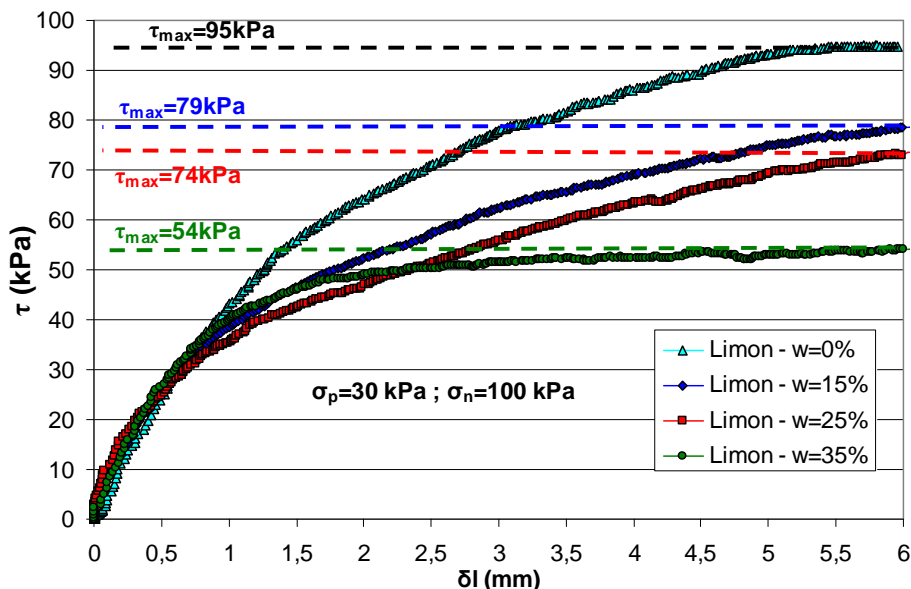


Figure III-35. Evolution de la contrainte de cisaillement du limon en fonction du déplacement – effet de la teneur en eau du limon

L'augmentation de la teneur en eau du limon entraîne une diminution de la résistance au cisaillement interne du sol. Cette tendance se confirme sur la Figure III-36 où sont représentés

la résistance au cisaillement (Figure III-36a), l'angle de frottement interne (Figure III-36b) et la cohésion du limon (Figure III-36c) en fonction de sa teneur en eau.

Les valeurs extrémales du poids volumique sec du limon (en kN/m^3) mesurées après l'application des contraintes de chargement et des contraintes normales sont également notées.

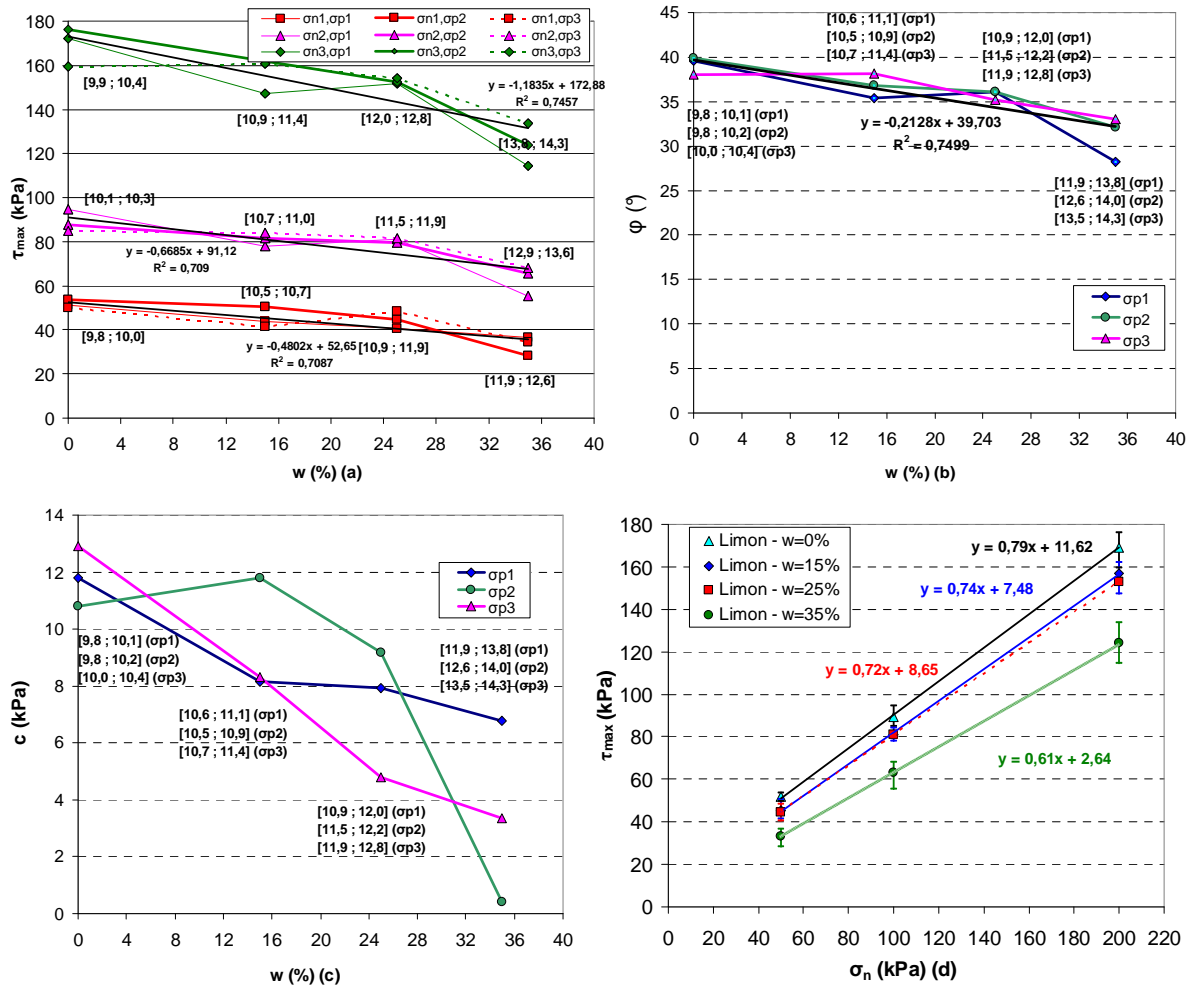


Figure III-36. Evolution des propriétés de résistance du limon en fonction de sa teneur en eau (a, b et c) et de la contrainte normale (d)

On observe une rupture de pente sur la Figure III-36a lorsque la teneur en eau du limon est supérieure à 25 %.

L'étude des pentes des droites de corrélation montre que la résistance au cisaillement du limon diminue avec l'augmentation de la contrainte normale σ_n et de la teneur en eau du limon.

L'angle de frottement interne du limon diminue avec l'augmentation de sa teneur en eau (Figure III-36b), selon la relation suivante :

$$\phi = -0,21w + 39,7 \quad (R^2=0,75) \quad (19)$$

La cohésion du limon diminue également avec l'augmentation de sa teneur en eau (Figure III-36b). Elle varie entre 13 kPa (teneur en eau nulle) et 0,2 kPa (teneur en eau égale à 35 %).

Enfin, la Figure III-36 montre que l'application des contraintes de chargement σ_p a une influence limitée sur l'évolution des propriétés de résistance du limon.

Les résultats obtenus à la boîte de cisaillement direct (Figure III-36c) corroborent ceux des études exposés dans le Chapitre III, § 1.2.2.3. La lubrification de la surface des particules et la diminution de la succion sont les deux hypothèses retenues pour expliquer la diminution de l'angle de frottement interne du sol en fonction de sa teneur en eau (Figure III-37). Cette diminution semble être indépendante de la valeur de la teneur en eau du sol par rapport à sa limite de plasticité.

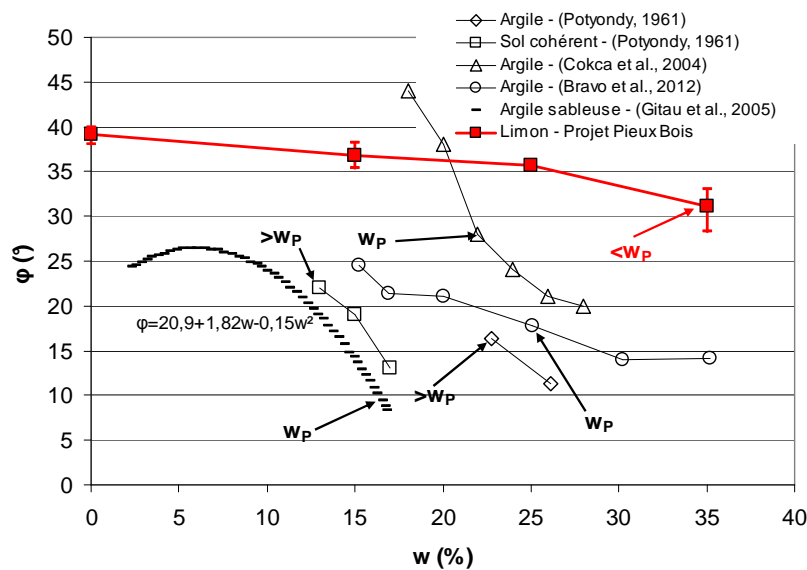


Figure III-37. Evolution de l'angle de frottement interne du sol en fonction de sa teneur en eau – Comparaison avec les données publiées dans la littérature

L'évolution de la cohésion du limon en fonction de sa teneur en eau est représentée sur la Figure III-38.

Elle décroît linéairement avec l'augmentation de la teneur en eau. Cette évolution est donc différente de celles constatées par Kooistra et al., (1998) ; Jancsecz, (1991), cité par Kooistra et al., (1998) ; Cokca et al., (2004) (Chapitre III, § 1.2.2.3). Néanmoins, les faibles valeurs et variations de la cohésion du limon ne permettent pas de conclure quant à l'influence exacte de la teneur en eau du sol sur ce paramètre de résistance.

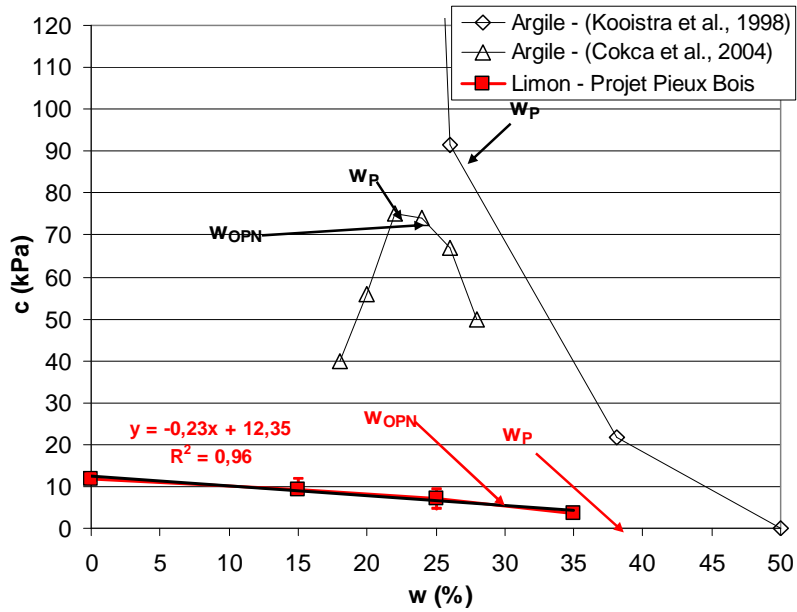


Figure III-38. Evolution de la cohésion du sol en fonction de sa teneur en eau – Comparaison avec les données publiées dans la littérature

3.2 Cisaillement des matériaux et du limon

3.2.1 Critère de Mohr-Coulomb à l'interface matériau-limon

La loi de Mohr-Coulomb à l'interface entre un sol et un matériau dépend du mode de rupture de l'interface. Les trois modes de rupture définis par Tsubakihara et Kishida, (1993), cités par Zimnik et al., (1999) ont été détaillés dans le Chapitre III, § 1.1.3. Dans la boîte de cisaillement plan direct (normalisée ou modifiée), la rupture de l'éprouvette de sol (ou à l'interface matériau-sol) se produit selon un plan imposé.

La succion dans le limon n'ayant pas été mesurée lors de la réalisation des essais de cisaillement, mais uniquement évaluée à partir de la Figure III-6, on se limitera, dans la suite du chapitre, à un critère de rupture de Mohr-Coulomb de la forme :

$$\tau_{\max, \text{interface}} = c'_a + \sigma'_n \tan \delta' \quad (20)$$

Les courbes de la Figure III-39 sont tracées dans le plan (σ ; τ). Les valeurs moyennes et extrémales des résistances au cisaillement sont représentées en fonction des contraintes normales appliquées.

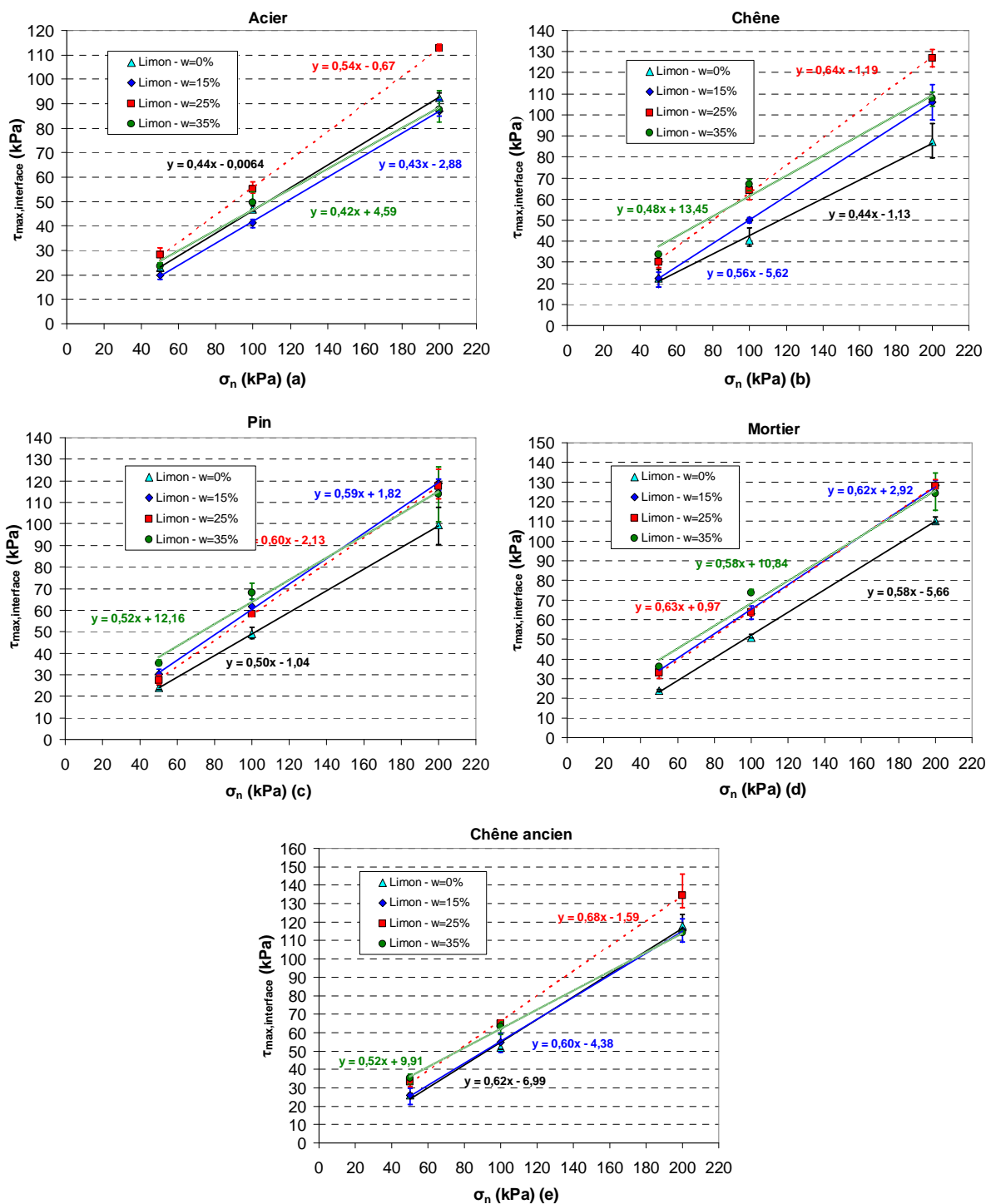


Figure III-39. Evolution de la résistance au cisaillement d'interface entre les matériaux (acier (a), chêne (b), pin (c), mortier (d) et chêne ancien (e)) et le limon en fonction de la contrainte normale appliquée sur le matériau – critère de Mohr-Coulomb

Pour chaque teneur en eau du limon et matériau étudié, les points de coordonnées (σ ; τ) sont alignés (Figure III-39), validant ainsi le choix du critère de Mohr-Coulomb comme critère de rupture à l'interface.

Les valeurs de l'adhérence mesurées à l'interface sont négatives (pour des teneurs en eau du limon égales à 0, 15, 25 %) ou comprises entre 4,6 et 13,5 kPa (pour une teneur en eau du limon égale à 35 %).

L'adhérence à l'interface est considérée comme un artefact lié à la rugosité, à l'état non saturé du limon, mais également aux sources d'erreurs potentielles sur la mesure de la contrainte de cisaillement après modifications de la boîte de cisaillement direct normalisée (Chapitre III, § 2.5.1). Ce paramètre ne sera donc pas étudié dans la suite du chapitre.

3.2.2 Effet de la rugosité des matériaux sur les propriétés de résistance de d'interface

Les résultats d'études contenus dans la littérature et traitant de l'influence de la rugosité des matériaux sur les propriétés de résistance d'interface ont été détaillés dans le Chapitre III, § 1.2.1.

Ce paragraphe a pour objectif d'étudier l'évolution de la résistance au cisaillement d'interface $\tau_{\max,interface}$ et du coefficient de frottement d'interface μ en fonction de la rugosité des matériaux (Figure III-40).

Les valeurs moyennes et extrémales de μ sont calculées à partir des résultats de neuf essais de cisaillement (Figure III-20).

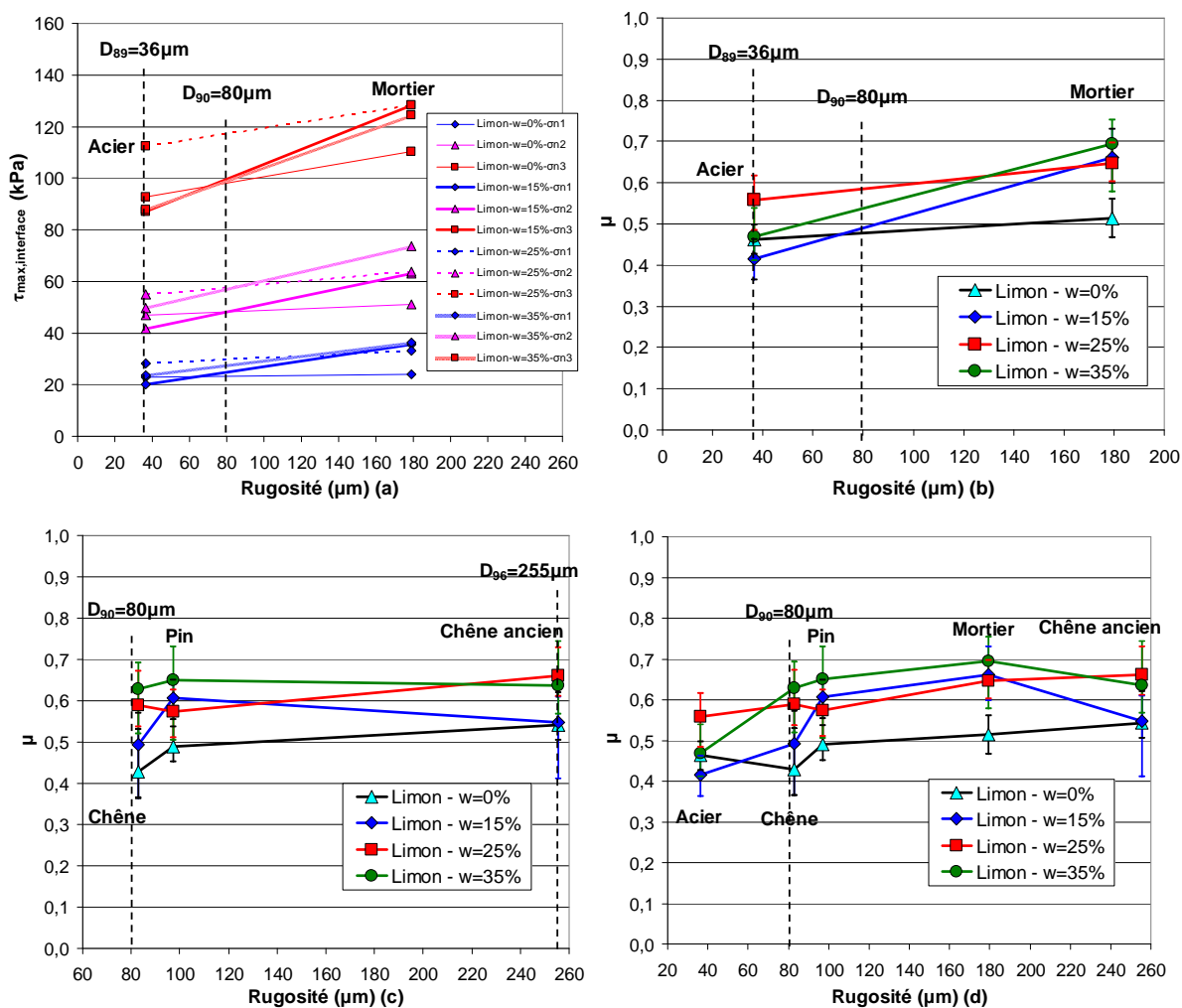


Figure III-40. Evolution de la résistance au cisaillement d'interface entre l'acier ou le mortier et le limon (a) et du coefficient de frottement d'interface μ (b, c et d) en fonction de la rugosité des matériaux

La résistance au cisaillement d'interface augmente avec la contrainte normale (Figure III-40a).

Les coefficients de frottement d'interface $\mu_{\text{mortier-limon}} (w=0\%)$ et $\mu_{\text{mortier-limon}} (w=25\%)$ sont en moyenne 1,15 fois supérieurs aux coefficients $\mu_{\text{acier-limon}} (w=0\%)$ et $\mu_{\text{acier-limon}} (w=25\%)$, tandis que le ratio $\mu_{\text{mortier-limon}}/\mu_{\text{acier-limon}}$ est égal à 1,6 lorsque les teneurs en eau du limon valent 15 et 35 % (Figure III-40b).

La rugosité du chêne ancien est supérieure à celles du pin et du chêne usinés en laboratoire. Néanmoins, les coefficients de frottement à l'interface entre les trois bois et le limon présentent une faible dispersion (Figure III-40c). Les coefficients de variation (indépendamment de la teneur en eau du limon) sont compris entre 8,8 et 12,1 % et les ratios $\mu_{\text{chêne ancien-limon}}/\mu_{\text{chêne-limon}}$ varient entre 1,02 et 1,27.

90 et 96 % des particules du limon ayant un diamètre inférieur à la rugosité du chêne et du chêne ancien (Tableau III-8), la majorité des fines se loge dans les aspérités des matériaux et limite donc l'effet de la rugosité sur les propriétés de résistance de l'interface.

L'évolution du coefficient de frottement d'interface $\mu_{\text{matériau-limon}}$ dépend de la rugosité des matériaux et de la teneur en eau du limon (Figure III-40d) :

- Le coefficient de frottement d'interface entre les matériaux et le limon à l'état sec augmente de 20 % quand la rugosité des matériaux varie entre 36 μm (acier) et 256 μm (chêne ancien) ;
- Le coefficient de frottement $\mu_{\text{mortier-limon}}$ est maximal lorsque la teneur en eau du limon est égale à 15 %. On observe par ailleurs une forte augmentation de ce coefficient (de l'ordre de 60 %) lorsque la rugosité varie entre 36 μm (acier) et 97 μm (pin) ;
- La Figure III-40d montre que le coefficient de frottement $\mu_{\text{matériau-limon}} (w=25\%)$ varie peu avec la rugosité. Il est compris entre 0,56 et 0,66 (soit une augmentation de 18 %) ;
- Enfin, le coefficient $\mu_{\text{matériau-limon}} (w=35\%)$ augmente de 35 % quand la rugosité des matériaux varie entre 36 et 83 μm et est maximal à l'interface entre le mortier et le limon.

Les valeurs élevées des rugosités par rapport au diamètre D_{90} du limon ne permettent pas de définir une rugosité critique des matériaux mise en évidence par [Kishida et Uesugi, \(1987\)](#) ; [Uesugi et Kishida, \(1986\)](#) lors d'essais de cisaillement d'interface entre le sable et l'acier (Chapitre III, § 1.2.1.4). La valeur maximale du coefficient de frottement d'interface entre le limon et les matériaux atteint 0,7 (Figure III-41).

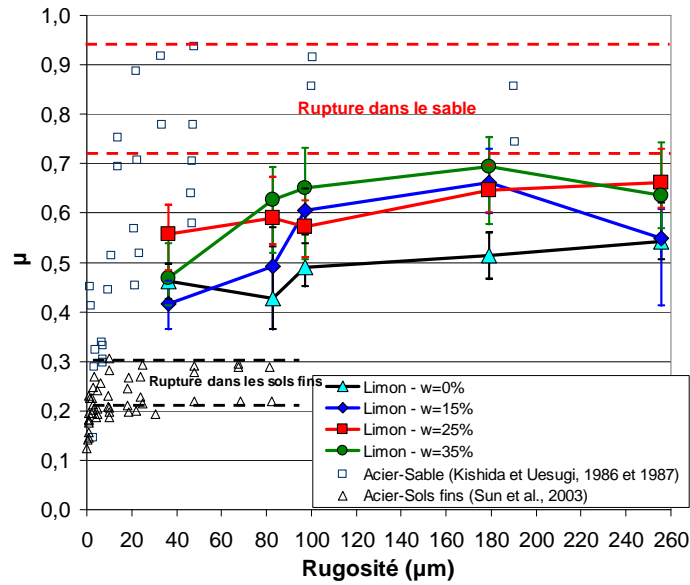


Figure III-41. Evolution des coefficients de frottement μ en fonction de la rugosité des matériaux – Comparaison avec les données publiées dans la littérature

3.2.3 Effet de la teneur en eau du limon sur les propriétés de résistance d'interface

L'objectif de ce paragraphe est d'étudier l'influence de la teneur en eau du limon sur la résistance au cisaillement et l'angle de frottement d'interface.

3.2.3.1 Résistance au cisaillement d'interface matériau-limon

La Figure III-42 présente l'évolution de la résistance au cisaillement d'interface en fonction de la teneur en eau du limon. Les valeurs extrémales des poids volumiques secs du sol (en kN/m^3) sont données sur les graphiques.

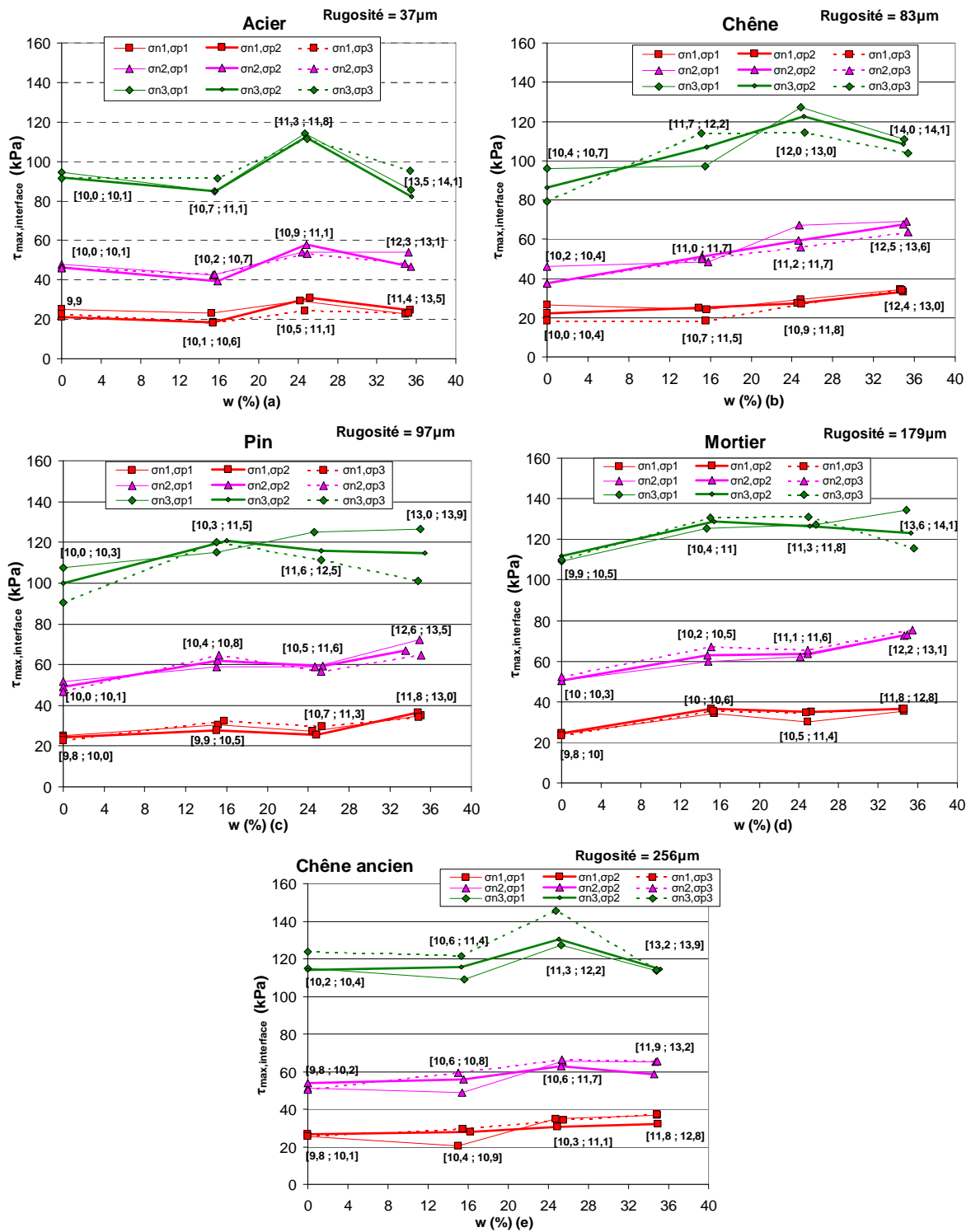


Figure III-42. Evolution de la résistance au cisaillement d'interface entre les matériaux (acier (a), chêne (b), pin (c), mortier (d) et chêne ancien (e)) et le limon en fonction de sa teneur en eau

Les graphiques de la Figure III-42 montrent que les contraintes de chargement σ_p n'ont pas d'influence significative sur l'évolution de la résistance au cisaillement d'interface en fonction de la teneur en eau du limon.

La résistance au cisaillement d'interface entre l'acier et le limon est maximale lorsque la teneur en eau du sol est égale à 25 % (Figure III-42a). Ce pic de résistance est indépendant de la contrainte normale σ_n appliquée sur le matériau.

Sous les contraintes normales σ_{n1} et σ_{n2} , la résistance au cisaillement $\tau_{\max, \text{mortier-limon}}$ augmente en fonction de la teneur en eau du sol. Sous σ_{n3} , elle est maximale lorsque la teneur en eau du limon est proche de 25 %, puis diminue lorsque cette dernière atteint 35 % (Figure III-42d).

Sous les contraintes normales σ_{n1} et σ_{n2} , les résistances au cisaillement d'interface entre le limon et les essences de bois augmentent en fonction de la teneur en eau du sol (Figure III-42b, Figure III-42c et Figure III-42e) :

- Sous σ_{n1} , elles varient en moyenne entre 20 kPa (limon à l'état sec) et 38 kPa (teneur en eau du sol égale à 35%) ;
- Sous σ_{n2} , les résistances au cisaillement $\tau_{\max, \text{chêne-limon}}$, $\tau_{\max, \text{pin-limon}}$ et $\tau_{\max, \text{chêne ancien-limon}}$ augmentent respectivement de 70, 56 et 30 % lorsque la teneur en eau du sol varie entre 0 et 35 %.

Sous σ_{n3} , les résistances au cisaillement $\tau_{\max, \text{chêne-limon}}$ et $\tau_{\max, \text{chêne ancien-limon}}$ sont maximales pour une teneur en eau du sol égale à 25 %, puis diminuent quand elle atteint 35 %. La résistance au cisaillement $\tau_{\max, \text{pin-limon}}$ est maximale lorsque la teneur en eau du sol est comprise entre 15 et 25 %.

L'analyse de la Figure III-42 met en évidence que la résistance au cisaillement d'interface dépend de la teneur en eau du limon et de la contrainte normale σ_n appliquée sur le matériau. Le raisonnement présenté par la suite vise à expliquer l'influence de ces deux paramètres sur les résultats obtenus.

Variation de la teneur en eau du limon entre 0 et 25 %

L'ajout d'eau au limon à l'état sec crée des agrégats de particules argileuses. Ils résultent d'un processus de cimentation (Bravo et al., 2012) et se forment au contact de l'eau (Ferber, 2005, Chapitre III, § 1.2.2.2).

Lorsque la teneur en eau du limon varie entre 15 et 25 %, il se produit un équilibre entre l'influence bénéfique de la succion et de l'optimum de densité. L'augmentation de la teneur en eau du limon jusqu'à 25 % entraîne une diminution de la succion et une augmentation de son poids volumique sec (Figure III-32). A l'inverse, quand la succion est optimale (à 15 %), la densité n'est pas maximale. Les déformations limitent le transfert des contraintes dans le sol. La résistance au cisaillement d'interface $\tau_{\max, \text{matériau-limon}} (w=25 \%)$ est alors supérieure à la résistance au cisaillement $\tau_{\max, \text{matériau-limon}} (w=15 \%)$.

La modification de la structure interne du limon, dont la teneur en eau varie entre 0 et 25 %, est l'hypothèse retenue pour expliquer l'augmentation de la résistance au cisaillement d'interface observée sur la Figure III-42.

Teneur en eau du limon égale à 35 %

Cisaillement sous les contraintes normales σ_{n1} et σ_{n2}

La teneur en eau du limon, égale à 35 %, est proche de sa limite de plasticité (Chapitre III, § 2.1.1). Le degré de saturation du sol est alors compris entre 79 et 85 % (Figure III-32) et la succion dans le limon est faible. Les pores sont saturés d'eau et les particules de sol laissent apparaître peu de vides (Ferber, 2005) : le poids volumique sec maximal du limon et l'arrangement optimal des particules pourraient expliquer l'augmentation de la résistance au cisaillement lorsque la teneur en eau du limon varie entre 25 et 35 %.

Néanmoins, la Figure III-42a (cisaillement entre l'acier et le limon) montre une tendance inverse lorsque la teneur en eau du sol varie entre 25 et 35 %. La formation d'une pellicule d'eau lubrifiant l'interface entre le limon et l'acier (Bravo et al., 2012 ; Koolen et Kuipers, 1983, cités par Manuwa, 2012) pourrait justifier la diminution de la résistance au cisaillement d'interface observée.

Cisaillement sous la contrainte normale σ_{n3}

Les résultats présentés sur la Figure III-42 montrent que la résistance au cisaillement d'interface diminue lorsque la teneur en eau du sol varie entre 25 et 35 %. Le degré de saturation du limon est compris entre 95 et 100 %. La formation d'une pellicule d'eau et la lubrification de l'interface permettraient d'expliquer les tendances observées.

Influence de la rugosité des matériaux

L'effet de la densité et de la succion du limon sur les propriétés de résistance d'interface est à pondérer par la rugosité des matériaux : les graphiques de la Figure III-42 montrent que l'augmentation de la rugosité limite l'influence de ces deux paramètres et tend à « linéariser » l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en eau du sol :

- Pour de faibles rugosités (acier et chêne), on observe un pic de résistance au cisaillement lorsque la teneur en eau du limon est égale à 25 % (Figure III-42a et Figure III-42b) ;
- L'augmentation de la rugosité limite le pic de résistance au cisaillement pour une teneur en eau du sol égale à 25 %. Cette tendance s'observe notamment à l'interface entre le pin ou le mortier et le limon (Figure III-42c et Figure III-42d), mais est moins marquée pour le chêne ancien (Figure III-42e).

3.2.3.2 Angle de frottement à l'interface matériau-limon

La Figure III-43 présente l'évolution de l'angle de frottement d'interface entre les matériaux et le limon en fonction de sa teneur en eau.

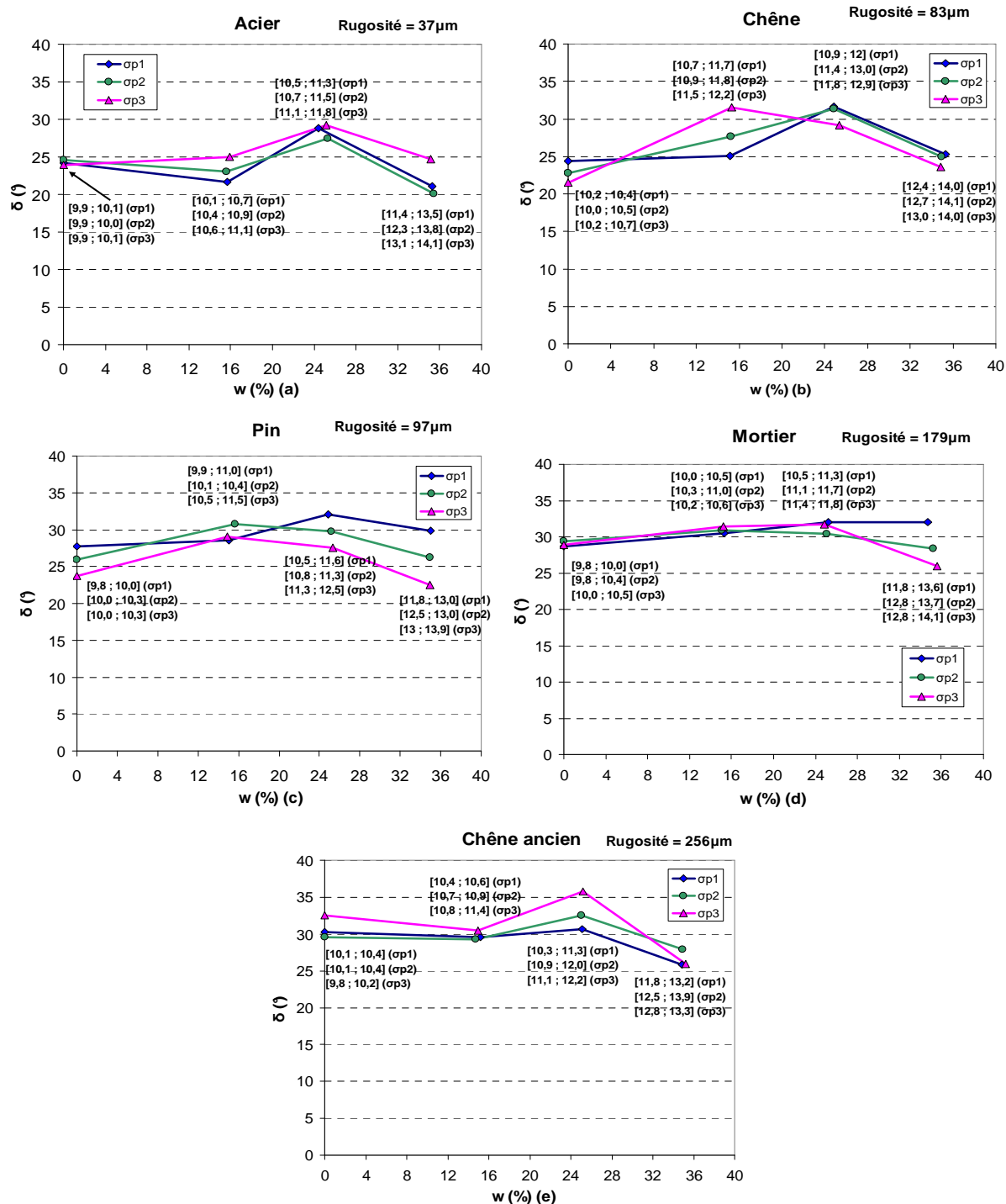


Figure III-43. Evolution de l'angle de frottement d'interface entre les matériaux (acier (a), chêne (b), pin (c), mortier (d) et chêne ancien (e)) et le limon en fonction de sa teneur en eau

L'angle de frottement d'interface $\delta_{\text{mortier-limon}}$ augmente faiblement (de l'ordre de 7 %) lorsque la teneur en eau du limon varie entre 0 et 25 %, puis diminue quand elle évolue entre 25 et 35 % (Figure III-43d).

Les angles de frottement d'interface $\delta_{\text{acier-limon}}$ et $\delta_{\text{chêne ancien-limon}}$ (Figure III-43a et Figure III-43e) sont constants ou diminuent faiblement lorsque la teneur en eau du limon varie entre 0 et 15 %. Ils sont maximaux quand elle est égale à 25 %.

Enfin, les angles de frottement d'interface $\delta_{\text{chêne-limon}}$ et $\delta_{\text{pin-limon}}$ (Figure III-43b et Figure III-43c) sont maximaux pour une teneur en eau du limon comprise entre 15 et 25 %, puis diminuent lorsqu'elle atteint 35 %.

La formation des agrégats et l'influence bénéfique de la succion et du poids volumique sec du limon détaillées dans le Chapitre III, § 3.2.3.1 permettent d'expliquer l'évolution des angles de frottement d'interface en fonction de la teneur en eau du limon. Lorsque la teneur en eau du limon atteint 35 %, la formation d'une fine pellicule d'eau à l'interface (faisant office de lubrifiant) peut justifier leur diminution.

Enfin, la Figure III-44 présente une comparaison entre les résultats que nous avons obtenus à la boîte de cisaillement direct modifiée et les données publiées dans la littérature.

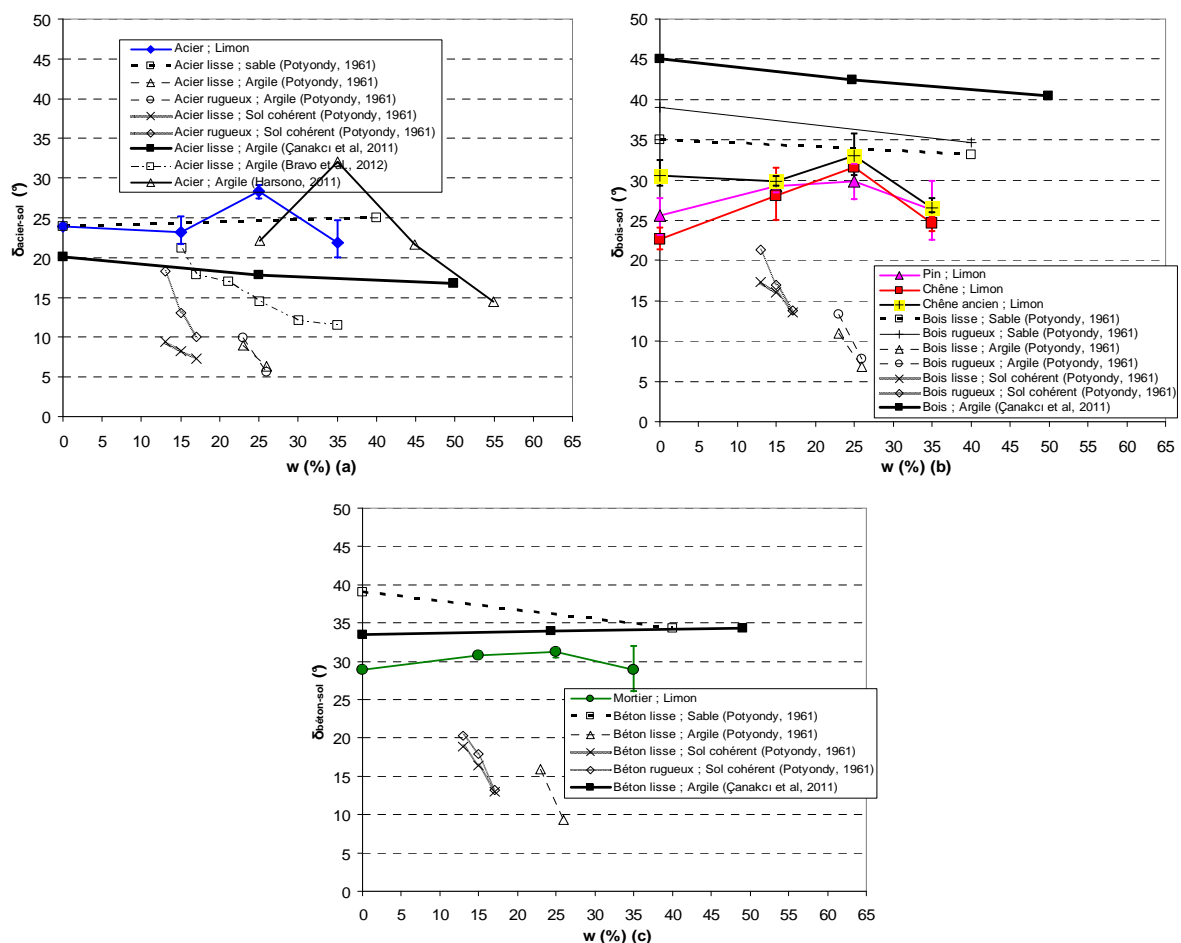


Figure III-44. Evolution de l'angle de frottement d'interface entre les matériaux (acier (a) ; bois (b) et béton (c)) et le sol en fonction de sa teneur en eau - comparaison des données expérimentales avec celles publiées dans la littérature

Les données publiées dans la littérature montrent que les angles de frottement d'interface entre le sol et les matériaux varient fortement pour de faibles augmentations de la teneur en eau des sols.

En effet, les sols utilisés dans les essais en laboratoire et décrits dans la littérature sont calibrés et leur courbe granulométrique modifiée. Ainsi, le sable rentrant dans la composition du sol cohérent utilisé par Potyondy, (1961) a été écrêté et qualifié, selon l'auteur, de « bien

gradué ». Tandis que la courbe granulométrique du limon (réalisée après séchage du limon à l'étuve) prélevé sur le plot expérimental de Rouen n'est pas modifiée, ce qui peut expliquer les différences observées sur la Figure III-44 entre nos données expérimentales et celles publiées dans la littérature.

La Figure III-44 montre également que l'angle de frottement d'interface diminue avec l'augmentation de la teneur en eau du sol, quel que soit le type de matériau. Néanmoins, l'étude réalisée par Harsono, (2011) (Figure III-44a) montre que l'angle de frottement d'interface entre l'acier et l'argile augmente puis diminue avec l'augmentation de la teneur en eau du sol. Ce pic caractérise, selon Jancsecz, (1991), cité par Kooistra et al., (1998) ; Yusu et Dechao, (1990), cités par Kooistra et al., (1998), la limite de « collage » de l'argile, définie comme la teneur en eau à partir de laquelle l'argile devient moins « collante ». Cette teneur en eau est proche de sa limite de plasticité.

3.3 Valeurs des ratios δ/φ

L'évolution des angles de frottement interne du limon et d'interface en fonction de la teneur en eau du sol a été présentée dans le Chapitre III, § 3.1.2 et § 3.2.3.2.

Le Tableau III-12 reprend les valeurs moyennes et extrémales des angles de frottement d'interface mesurés, ainsi que celles des ratios $\delta_{\text{matériau-limon}}/\varphi$.

Tableau III-12. Valeurs des ratios $\delta_{\text{matériau-limon}}/\varphi$ en fonction de la teneur en eau du limon

w (%)	γ_d (kN/m ³)	Matériau	δ_{moyen} (°)	δ_{min} (°)	δ_{max} (°)	σ	δ/φ
0	[9,8 ; 10,4]	Limon	36,9	35,0	38,3	1,7	-
	[9,9 ; 10,1]	Acier	23,9	23,71	24,14	0,22	0,64
	[10,0 ; 10,7]	Chêne	22,7	21,38	24,06	1,34	0,62
	[9,8 ; 10,3]	Pin	25,6	23,15	27,76	2,32	0,69
	[9,8 ; 10,5]	Mortier	28,9	28,56	29,35	0,40	0,78
	[9,8 ; 10,4]	Chêne ancien	30,6	29,30	32,48	1,67	0,83
15	[10,5 ; 11,4]	Limon	35,5	33,4	37,2	1,89	-
	[10,1 ; 11,1]	Acier	23,2	21,62	25,06	1,73	0,65
	[10,7 ; 12,2]	Chêne	28,1	24,99	31,46	3,26	0,79
	[9,9 ; 11,5]	Pin	29,3	28,39	30,48	1,08	0,83
	[10,0 ; 11,0]	Mortier	30,8	30,34	31,29	0,48	0,87
	[10,4 ; 11,4]	Chêne ancien	29,8	29,29	30,47	0,63	0,84
25	[10,9 ; 12,8]	Limon	34,6	34,1	35,1	0,52	-
	[10,5 ; 11,8]	Acier	28,4	27,39	29,08	0,88	0,82
	[10,9 ; 13,0]	Chêne	31,6	31,27	31,77	0,26	0,91
	[10,5 ; 12,5]	Pin	29,8	27,54	31,97	2,22	0,86
	[10,5 ; 11,8]	Mortier	31,3	30,37	31,76	0,77	0,90
	[10,3 ; 12,2]	Chêne ancien	33,0	30,56	35,69	2,59	0,95
35	[11,9 ; 14,3]	Limon	30,1	26,9	32,3	2,84	-
	[11,4 ; 14,1]	Acier	21,9	19,94	24,61	2,43	0,63
	[12,4 ; 14,1]	Chêne	24,7	23,59	25,37	0,94	0,71
	[11,8 ; 13,9]	Pin	26,3	22,52	29,86	3,67	0,76
	[11,8 ; 14,1]	Mortier	28,9	26,02	31,97	2,99	0,84
	[11,8 ; 13,9]	Chêne ancien	26,5	25,94	27,75	1,05	0,76

La moyenne des ratios δ/ϕ présentés dans le Tableau III-12 est égale à 0,78. Celle calculée par Potyondy, (1961) dans l'argile et le sol cohérent (Tableau III-4) vaut 0,77. Classiquement, l'angle de frottement à l'interface entre un sol et un pieu est pris égal aux 2/3 de l'angle de frottement interne du sol.

Enfin, la Figure III-45 présente l'évolution des ratios $\delta_{\text{matériau-limon}}/\phi$ en fonction de la teneur en eau du limon.

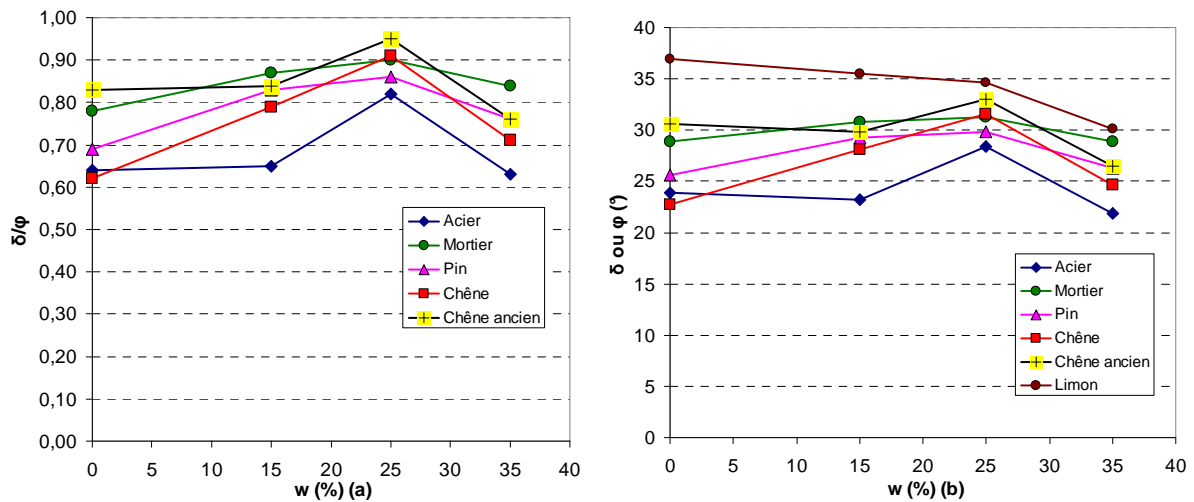


Figure III-45. Evolution des ratios δ/ϕ (a) et des angles de frottement du limon ou d'interface (b) en fonction de la teneur en eau du sol

La rugosité de l'acier permet de justifier les valeurs inférieures du ratio $\delta_{\text{acier-limon}}/\phi$ par rapport à celles calculées pour les autres matériaux.

Les différences entre les angles de frottement d'interface $\delta_{\text{chêne-limon}}$ et $\delta_{\text{pin-limon}}$ sont relativement faibles et varient entre 1,2° (teneur en eau du limon égale 15 %) et 2,9° (limon à l'état sec) (Figure III-45b).

Enfin, quel que soit le type de matériau, les valeurs des ratios $\delta_{\text{matériau-limon}}/\phi$ et $\delta_{\text{matériau-limon}}$ (Figure III-45a et Figure III-45b) sont maximales lorsque la teneur en eau du sol est égale à 25 %.

4 Loi de mobilisation de la contrainte de cisaillement à l'interface entre les matériaux et le limon

4.1 Etude du ratio $\tau_{\max,interface}/\sigma_n$

4.1.1 Evolution du ratio $\tau_{interface}/\sigma_n$ en fonction de δl

Les essais à la boîte de cisaillement direct modifiée permettent de rendre compte de l'influence de la teneur en eau du limon et de la contrainte normale σ_n sur la résistance au cisaillement et l'angle de frottement d'interface.

Pour chaque matériau et teneur en eau du limon, neuf courbes (Figure III-20) associant la contrainte de cisaillement à l'interface au déplacement tangentiel sont tracées (Figure III-46).

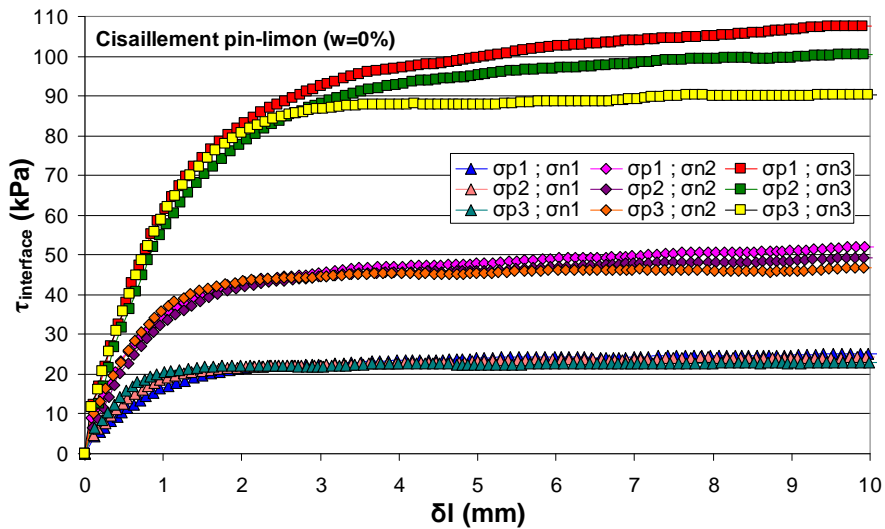


Figure III-46. Evolution de la contrainte de cisaillement $\tau_{pin-limon (w=0\%)}$ en fonction du déplacement δl

Les lois de comportement présentées dans le Chapitre III, § 1.4.2 ont été établies à partir des résultats d'essais de cisaillement réalisés en laboratoire ou d'essais de chargement de pieux effectués en chambre d'étalonnage ou *in situ*.

Lors d'un essai de chargement, l'enfoncement du pieu $S_{cr,i}$ sous la charge critique $R_{critique}$, supposée de courte application, s'exprime conventionnellement selon l'expression suivante (norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012)) :

$$S_{cr,i} = k \frac{B}{100} + e_{li} \quad (21)$$

k est un facteur empirique pris habituellement égal à 2, B la largeur de la fondation et e_{li} le raccourcissement instantané de la partie de l'élément non compris dans le terrain sous la charge $R_{critique}$.

La longueur et la largeur des matériaux utilisés lors des essais de cisaillement en laboratoire valent 10 cm. En adaptant le critère d'enfoncement des pieux sous charge critique aux essais

réalisés en laboratoire (la largeur B de la fondation correspond à la largeur du matériau et le raccourcissement instantané e_{li} est négligé), le déplacement du matériau $\delta l_{cr;i}$ est égal à 2 mm. La résistance au cisaillement à l'interface $\tau_{max,interface}$ est définie comme la contrainte de cisaillement à la rupture et a été mesurée pour un déplacement du matériau supérieur à 2 mm et pris égal à 10 mm. Ce déplacement correspond à une déformation à l'interface égale à 10 %.

Afin de s'affranchir de l'influence de la contrainte normale σ_n sur la forme des courbes et de la résistance au cisaillement d'interface, le ratio $\tau_{interface}/\sigma_n$ est représenté en fonction du déplacement tangentiel δl (Figure III-47).

Pour chaque matériau et teneur en eau du limon, l'évolution du ratio $\tau_{interface}/\sigma_n$ en fonction du déplacement δl permet de définir deux valeurs extrémales de ce ratio, notées $\tau_{max,interface,sup}/\sigma_n$ et $\tau_{max,interface,inf}/\sigma_n$.

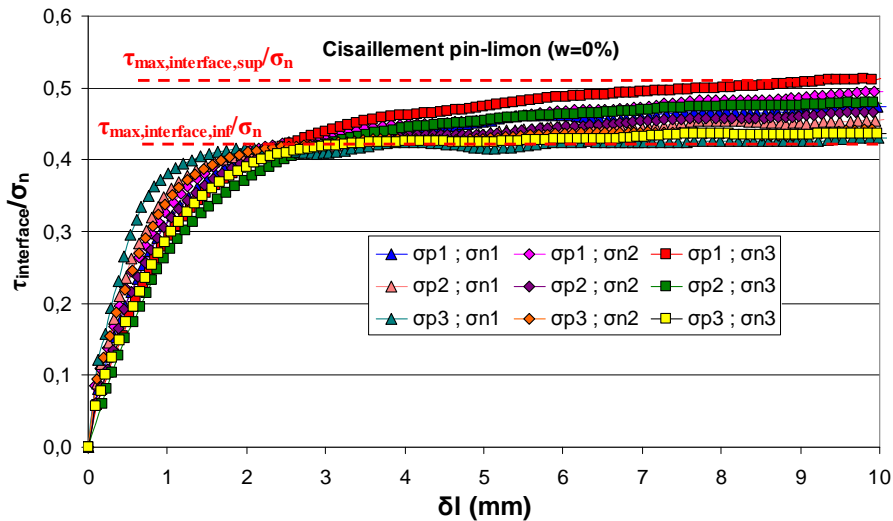


Figure III-47. Evolution du ratio $\tau_{interface}/\sigma_n$ en fonction du déplacement tangentiel δl

Les courbes de la Figure III-47 peuvent être divisées en trois phases distinctes :

- Une phase linéaire, caractérisée par une forte augmentation du ratio $\tau_{interface}/\sigma_n$ pour un faible déplacement ;
- Une phase caractérisée par une diminution de la pente entre le ratio $\tau_{interface}/\sigma_n$ et le déplacement tangentiel qui traduit l'amorce de la rupture ;
- Une phase de rupture caractéristique d'un état critique à l'interface.

4.1.2 Plages de valeurs des ratios $\tau_{max,interface}/\sigma_n$ relatifs aux différents matériaux

La Figure III-48 présente la distribution des ratios $\tau_{max,interface}/\sigma_n$ relatifs aux différents matériaux étudiés, quelle que soit la teneur en eau du limon.

Le détail des valeurs des ratios $\tau_{max,interface}/\sigma_n$ est donné dans le Tableau 15 en Annexe D.

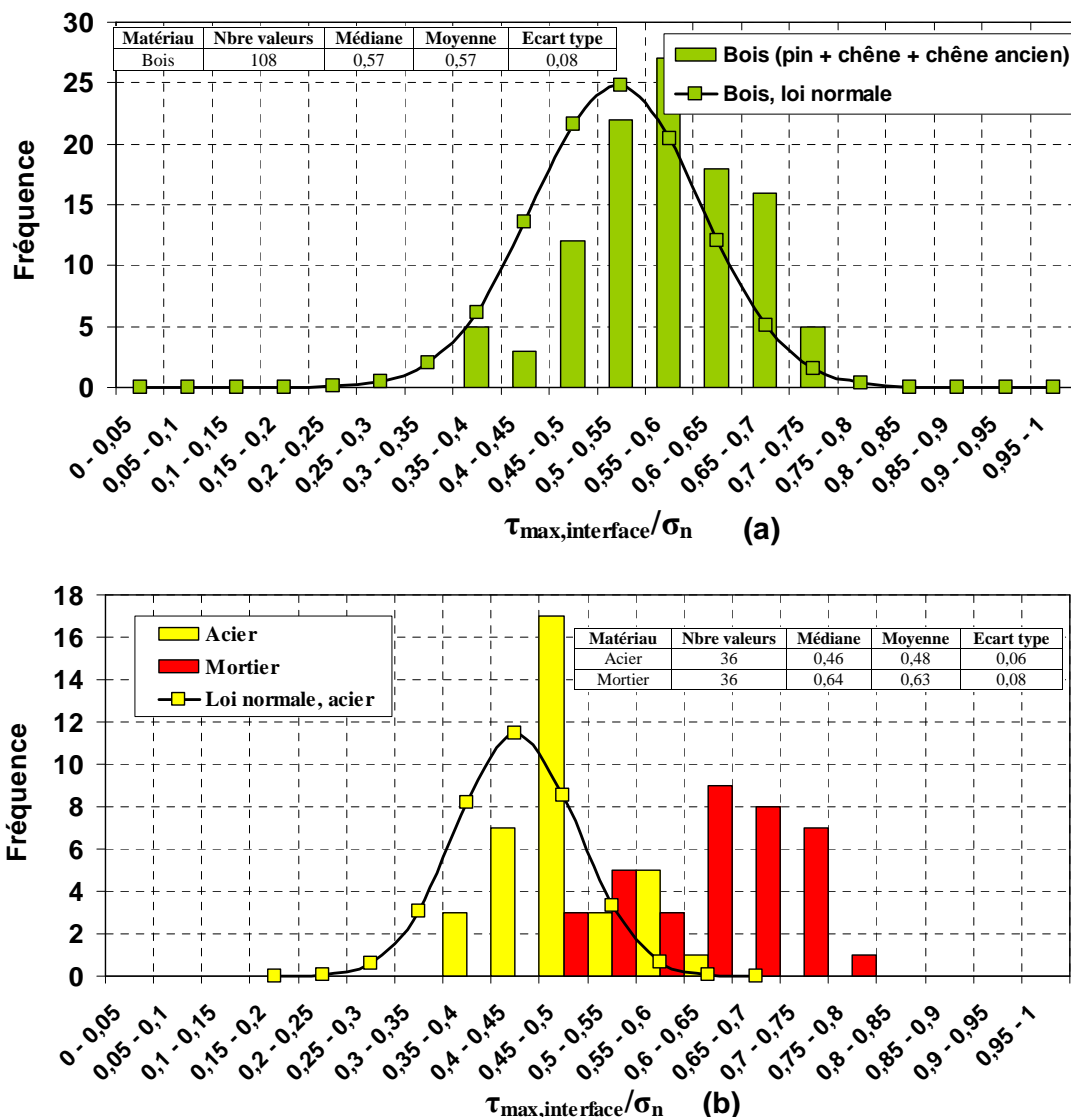


Figure III-48. Distributions des ratios $\tau_{max,interface}/\sigma_n$ relatifs au bois (a), à l'acier et au mortier (b)

Les résultats que nous avons obtenus (Figure III-48) montrent que les distributions des ratios $\tau_{max,interface}/\sigma_n$ relatives à l'acier et au bois semblent correspondre à des lois normales. Les moyennes et écart-types de ces distributions sont donnés sur les graphiques. Les fractiles à 5 % sont égaux à 0,43 (bois) et 0,38 (acier).

Les coefficients de variation des trois distributions valent 12,5 % (acier), 12,6 % (mortier) et 14 % (bois).

Enfin, l'évolution des valeurs moyennes des ratios $\tau_{max,interface}/\sigma_n$ relatifs aux différents matériaux en fonction de la teneur en eau du limon est présentée sur la Figure III-49. Les valeurs extrémales de ces ratios sont également indiquées sur les graphiques.

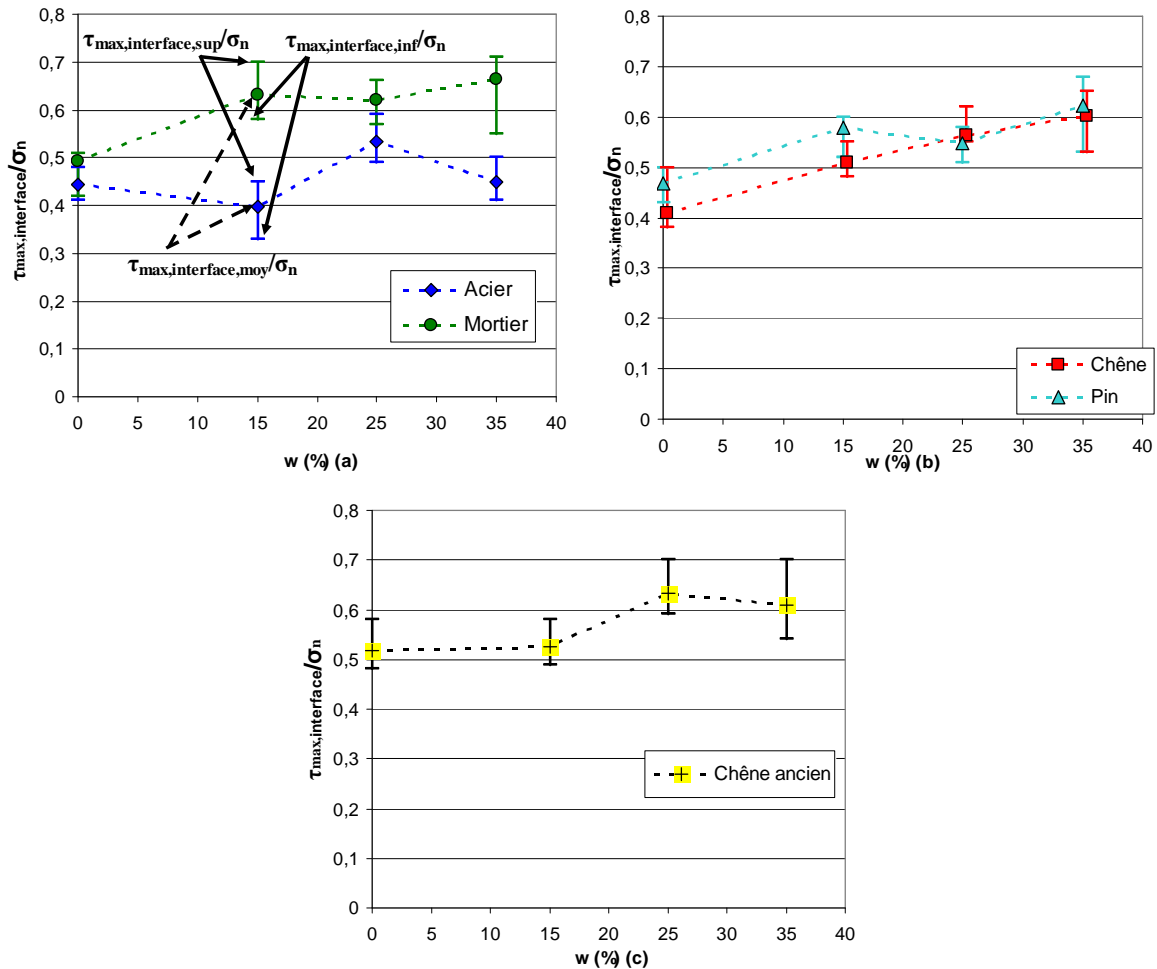


Figure III-49. Evolutions des ratios $\tau_{\max, \text{interface}} / \sigma_n$ relatifs à l'acier et au mortier (a), au chêne et au pin (b) et au chêne ancien (c) en fonction de la teneur en eau du limon

Les valeurs moyennes des ratios $\tau_{\max, \text{acier-limon}} / \sigma_n$ et $\tau_{\max, \text{mortier-limon}} / \sigma_n$ sont comprises respectivement entre 0,4 et 0,55 et entre 0,6 et 0,7 (exceptée la valeur moyenne du ratio $\tau_{\max, \text{mortier-limon}} / \sigma_n$ ($w=0\%$) qui est égale à 0,5). Le ratio $\tau_{\max, \text{mortier-limon}} / \sigma_n$ augmente avec la teneur en eau du limon (Figure III-49a).

Lorsque la teneur en eau du sol augmente de 15 à 35 %, les valeurs moyennes des ratios $\tau_{\max, \text{chêne-limon}} / \sigma_n$ et $\tau_{\max, \text{pin-limon}} / \sigma_n$ varient entre 0,5 et 0,6. Elles sont comprises entre 0,4 et 0,5 quand le limon est à l'état sec (Figure III-49b).

Enfin, la Figure III-49c met en évidence deux plages de valeurs du ratio $\tau_{\max, \text{chêne ancien-limon}} / \sigma_n$:

- Lorsque la teneur en eau du limon est égale à 0 et 15 %, les valeurs moyennes du ratio $\tau_{\max, \text{chêne ancien-limon}} / \sigma_n$ sont de l'ordre de 0,51 ;
- Elles sont égales à 0,61 quand la teneur en eau du sol varie entre 25 et 35 %.

4.2 Etude de deux lois de comportement

4.2.1 Expressions et représentations graphiques des lois

L'évolution du ratio $\tau_{\text{interface}}/\sigma_n$ en fonction du déplacement peut être décrite par différentes lois de comportement (Chapitre III, § 1.4.2). Deux d'entre elles, couramment employées dans la pratique de l'ingénieur, sont détaillées dans ce paragraphe : la première est de type exponentiel, la seconde est de forme trilineaire.

4.2.1.1 Loi de comportement exponentielle

Selon [Potyondy, \(1961\)](#), le frottement à l'interface entre un sol et un matériau résulte du déplacement de l'une des deux entités et ne peut être évalué qu'empiriquement. [Kezdi, \(1959\), cité par Potyondy, \(1961\)](#) a établi une relation entre les contraintes et les déformations à l'interface entre des matériaux et un sol granulaire. Cette relation, présentée dans le Chapitre III, § 1.4.2, est de la forme :

$$\frac{\tau_{\text{cal,interface}}}{\sigma_n} = \tan(\delta) \times \left[1 - e^{-k \frac{s}{s_0 - s}} \right] \quad (22)$$

La première loi de comportement proposée dans le cadre de cette étude reprend la forme générale de la loi établie par [Wang et al., \(2012\)](#) et [Combarieu, \(1988\)](#). Son expression est la suivante :

$$\frac{\tau_{\text{cal,interface}}}{\sigma_n} = \frac{\tau_{\text{max,interface}}}{\sigma_n} \times \left[1 - e^{-\delta l / \alpha_{lab}} \right] \quad (23)$$

Le paramètre α_{lab} peut être déterminé à partir de deux méthodes différentes :

- Méthode n°1 : Pour un déplacement δl égal à $\alpha_{lab,1}$, le ratio $\frac{\tau_{\text{cal,interface}}}{\sigma_n}$ vaut $0,63 \frac{\tau_{\text{max,interface}}}{\sigma_n}$. Le paramètre $\alpha_{lab,1}$ correspond donc au déplacement pour lequel 63 % de la résistance au cisaillement à l'interface calculée $\tau_{\text{cal,interface}}$ est mobilisée (Figure III-50) ;
- Méthode n°2 : La pente à l'origine de la courbe est égale à $\frac{\tau_{\text{max,interface}}}{\alpha_{lab,2} \sigma_n}$. Connaissant la résistance au cisaillement d'interface $\tau_{\text{max,interface}}$, on peut en déduire la valeur de $\alpha_{lab,2}$ (Figure III-50).

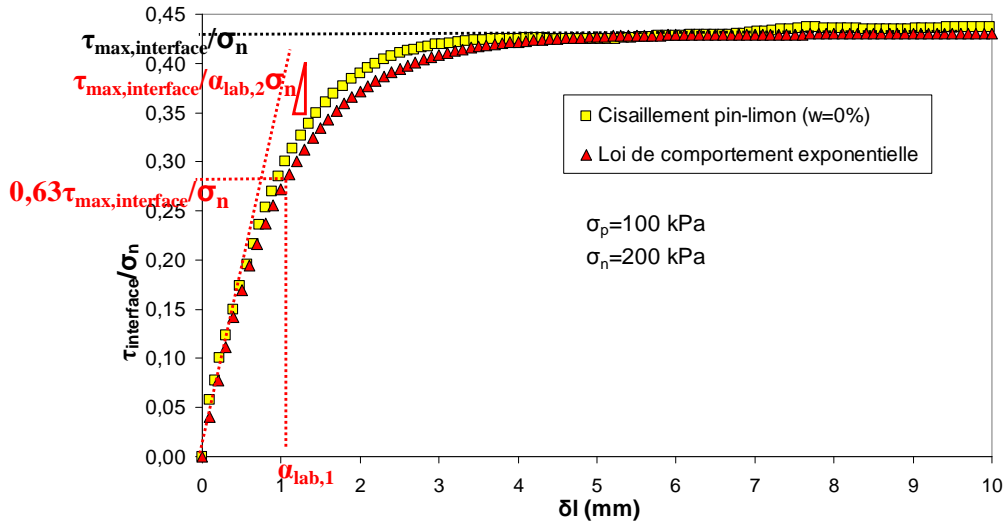


Figure III-50. Forme de la loi de comportement exponentielle et détermination des paramètres $\alpha_{lab,1}$ et $\alpha_{lab,2}$

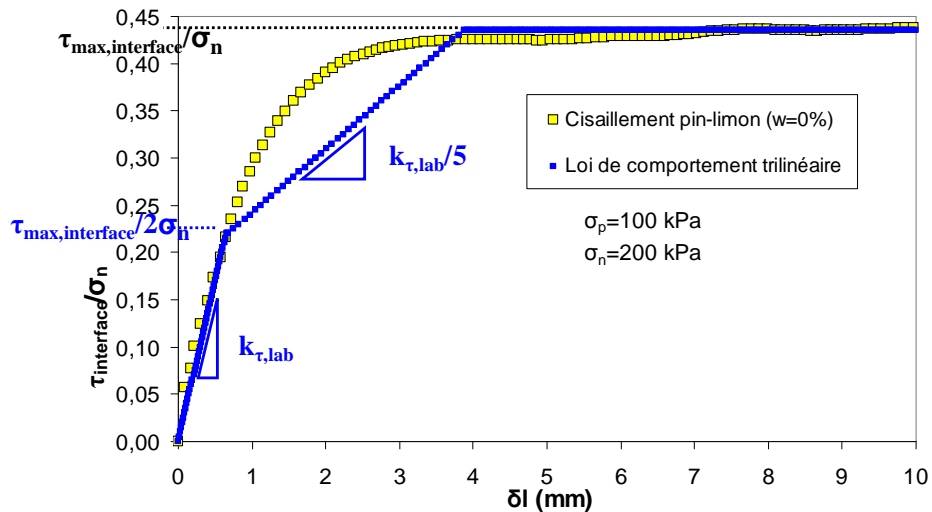
Les valeurs de $\alpha_{lab,1}$ présentant une dispersion importante, seules les valeurs du paramètre $\alpha_{lab,2}$ déterminées à partir de la méthode n°2 seront étudiées dans la suite du chapitre et notées α_{lab} .

4.2.1.2 Loi de comportement trilineaire

La loi de comportement trilineaire proposée par Frank et Zhao, (1982) et recommandée par la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) pour l'évaluation des tassements des pieux sous charge axiale a été présentée dans le Chapitre III, § 1.4.2.

La deuxième loi étudiée dans ce chapitre reprend la forme trilineaire des courbes de mobilisation du frottement (Figure III-51).

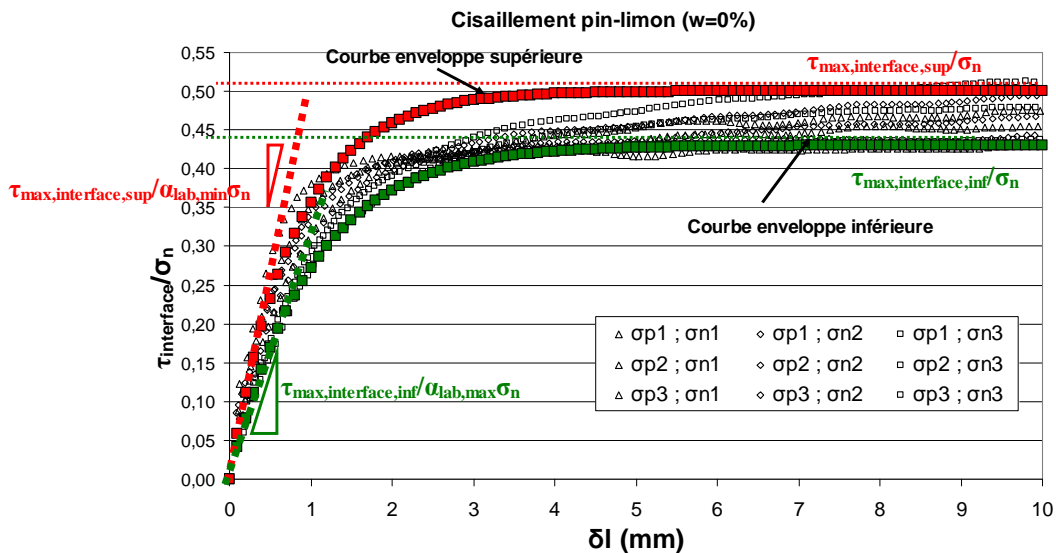
$$\begin{aligned} \text{Si } 0 < \delta l < \frac{\tau_{\max,interface}}{2\sigma_n k_{\tau,lab}} \text{ alors } \frac{\tau_{cal,interface}}{\sigma_n} &= k_{\tau,lab} \times \delta l \\ \text{Si } \frac{\tau_{\max,interface}}{2\sigma_n k_{\tau,lab}} < \delta l < \frac{3\tau_{\max,interface}}{\sigma_n k_{\tau,lab}} \text{ alors } \frac{\tau_{cal,interface}}{\sigma_n} &= \frac{k_{\tau,lab} \times \delta l}{5} + \frac{2\tau_{\max,interface}}{5\sigma_n} \\ \text{Si } \delta l > \frac{3\tau_{\max,interface}}{\sigma_n k_{\tau,lab}} \text{ alors } \frac{\tau_{cal,interface}}{\sigma_n} &= \frac{\tau_{\max,interface}}{\sigma_n} \end{aligned}$$



4.2.2 Etude de la loi de comportement exponentielle

Les valeurs du paramètre α_{lab} sont évaluées en calant la courbe relative à la loi de comportement exponentielle sur les courbes expérimentales liant la contrainte de cisaillement d'interface entre les matériaux et le limon au déplacement tangentiel.

Deux courbes « enveloppes » relatives à la loi de comportement exponentielle, l'une inférieure, l'autre supérieure permettent de déterminer les couples de valeurs ($\alpha_{lab,max}$; $\tau_{max,interface,inf}/\sigma_n$) et ($\alpha_{lab,min}$; $\tau_{max,interface,sup}/\sigma_n$) (Figure III-52).



La résistance au cisaillement d'interface $\tau_{max,interface}$ mesurée pour un déplacement égal à 10 mm est supposée égale à la résistance au cisaillement asymptotique intervenant dans la loi de comportement exponentielle (Figure III-52).

La Figure III-53 présente les distributions des coefficients α_{lab} relatives aux différents matériaux, quelle que soit la teneur en eau du limon.

Le détail des valeurs est donné dans le Tableau 16 en Annexe D.

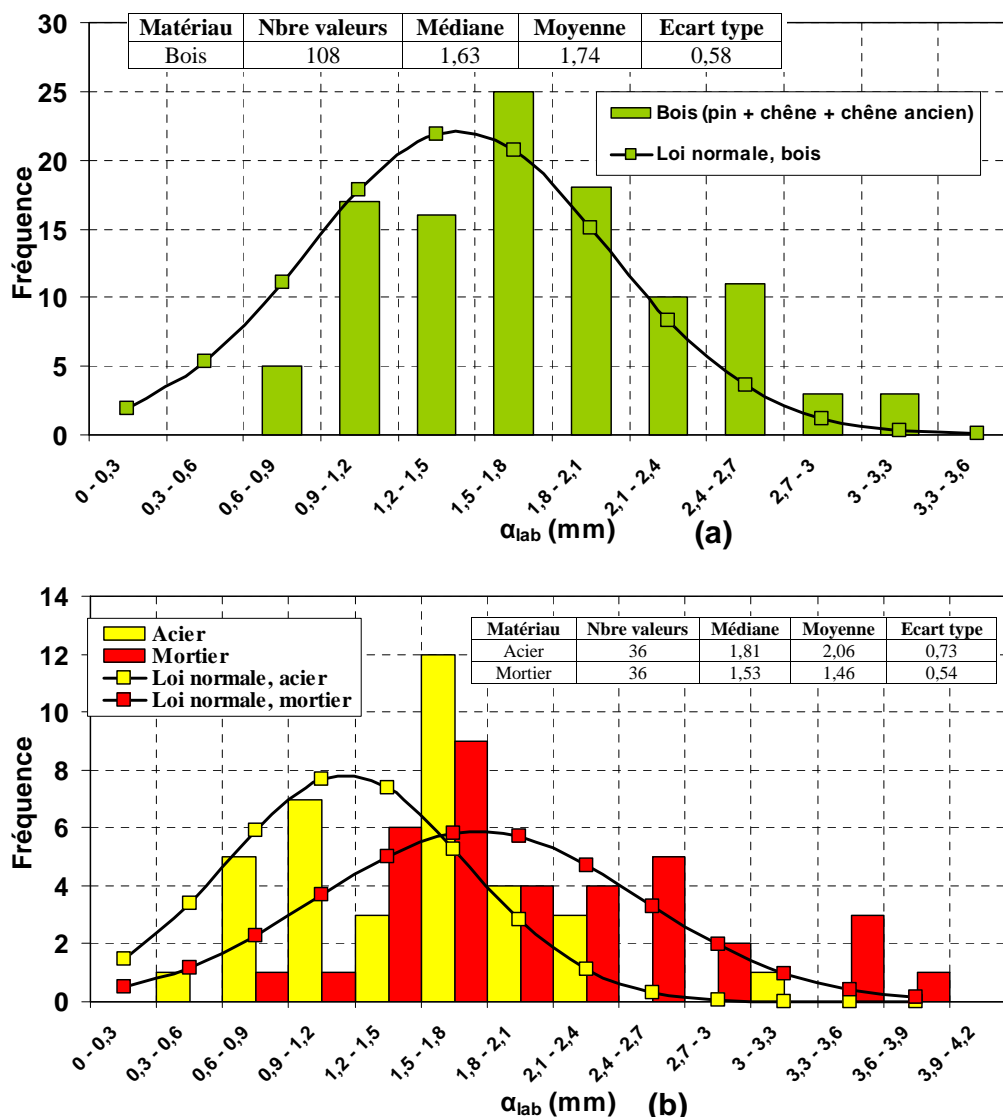


Figure III-53. Distributions des paramètres α_{lab} relatifs aux lois de comportement exponentielles à l'interface entre le bois (a), l'acier et le mortier (b) et le limon

La Figure III-53 montre que les distributions des paramètres $\alpha_{lab,acier}$, $\alpha_{lab,mortier}$ et $\alpha_{lab,bois}$ semblent correspondre à des lois normales. Les moyennes et les écart-types des distributions sont donnés sur les graphiques.

Les fractiles à 5 % des distributions des trois coefficients α_{lab} sont égaux à 0,3 mm (acier), 0,6 mm (mortier) et 0,5 mm (bois).

L'évolution des valeurs moyennes et extrémales des coefficients α_{lab} relatifs aux différents matériaux en fonction de la teneur en eau du limon est représentée sur la Figure III-54.

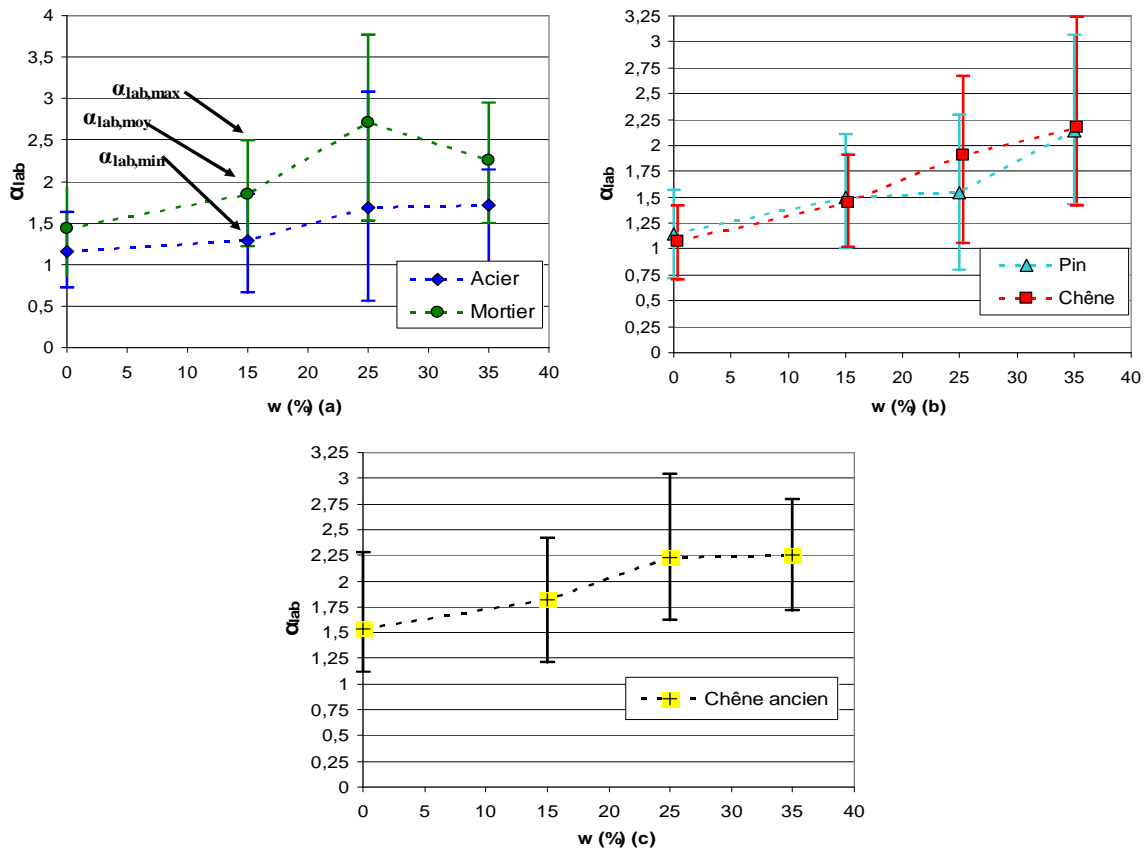


Figure III-54. Evolutions des paramètres α_{lab} relatifs aux lois de comportement exponentielles à l'interface entre l'acier, le mortier (a), le chêne, le pin (b) et le chêne ancien (c) et le limon en fonction de sa teneur en eau

Les valeurs moyennes des coefficients α_{lab} augmentent avec la teneur en eau du limon, exceptée lorsque le mortier est cisailé avec le limon dont la teneur en eau varie entre 25 et 35 %.

Deux plages de valeurs du paramètre $\alpha_{lab, \text{chêne ancien}}$ dépendant de la teneur en eau du limon peuvent être mises en évidence : le paramètre $\alpha_{lab, \text{chêne ancien}}$ vaut en moyenne 1,7 lorsque la teneur en eau du limon est égale à 0 et 15 % et 2,25 quand elle varie entre 25 et 35 %.

Wang et al., (2012) ont comparé la courbe expérimentale charge-enfoncement en tête d'un pieu en béton foré dans l'argile avec la courbe théorique tracée à partir de la loi de comportement exponentielle (Chapitre III, § 1.4.2) (Figure III-55).

Nature du sol	$q_{s,mes}$ (kPa)	$\alpha_{pieu,site}$ (mm)
Argile limoneuse	39	5,1
Argile limoneuse	59	4,8
Limon	50	5,9
Sable fin	64	2,8
Limon	64	2,9
Limon	63	1,6

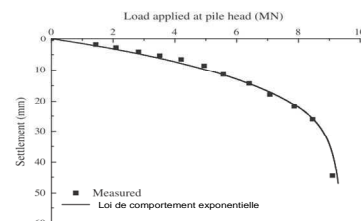


Figure III-55. Valeurs de $q_{s,mes}$ et α_{site} et courbe charge-enfoncement en tête correspondante (modifié d'après Wang et al., 2012)

Les valeurs du coefficient $\alpha_{\text{pieu,site}}$ déterminées par Wang et al., (2012) sont en moyenne 2,6 fois supérieures à celles que nous avons obtenues en laboratoire lors des essais de cisaillement d'interface entre le mortier et le limon (Figure III-54a).

Enfin, le Tableau III-13 présente les valeurs des paramètres $\tau_{\text{max,interface}}/\sigma_n$ et α_{lab} établies lors d'essais de cisaillement réalisés en laboratoire entre le béton lisse et rugueux et l'argile à différentes teneurs en eau (Shakir et Zhu, 2009).

Tableau III-13. Valeurs de $\tau_{\text{max,interface}}$ et α_{lab} établies dans l'étude réalisée par Shakir et Zhu, (2009)

Matériau / Sol	Teneur en eau (%)	σ_n					
		50		100		150	
		$\tau_{\text{max,interface}}/\sigma_n$	α_{lab} (mm)	$\tau_{\text{max,interface}}/\sigma_n$	α_{lab} (mm)	$\tau_{\text{max,interface}}/\sigma_n$	α_{lab} (mm)
Béton rugueux / Argile	10	0,3	0,22	0,25	0,11	0,27	0,09
	16	0,33	0,16	0,46	0,16	0,49	0,26
	21	0,66	0,51	0,93	0,53	0,80	0,89
Béton lisse / Argile	10	0,49	0,31	0,39	0,17	0,28	0,16
	16	0,52	0,38	0,38	0,19	0,40	0,13
	21	0,73	0,44	0,39	0,60	0,43	0,48

Les paramètres $\tau_{\text{max,interface}}/\sigma_n$ et α_{lab} augmentent avec la teneur en eau de l'argile. Ces tendances corroborent celles observées sur la Figure III-49 et la Figure III-54. Néanmoins, les valeurs du coefficient α_{lab} présentées dans cette étude sont en moyenne 5 fois inférieures à celles que nous avons établies à partir des résultats d'essais de cisaillement entre le limon et le mortier (Figure III-54a).

4.2.3 Etude de la loi de comportement trilineaire

Le calage des courbes relatives à la loi de comportement trilineaire sur les courbes expérimentales permet d'évaluer les plages de valeurs du paramètre $k_{\tau,\text{lab}}$ (Figure III-51).

Elles dépendent du type de matériau cisailé, de la teneur en eau du limon et sont déterminées à partir des courbes enveloppes présentées sur la Figure III-56.

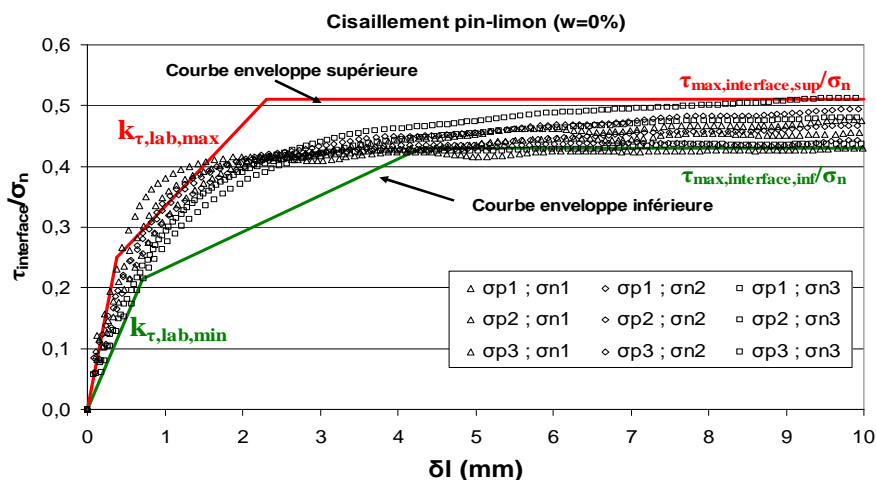


Figure III-56. Courbes enveloppes inférieure et supérieure relatives à la loi de comportement trilineaire

La Figure III-57 présente les distributions des pentes $k_{\tau,lab}$ relatives aux différents matériaux, quelle que soit la teneur en eau du limon. Le détail des valeurs est donné dans le Tableau 17 en Annexe D.

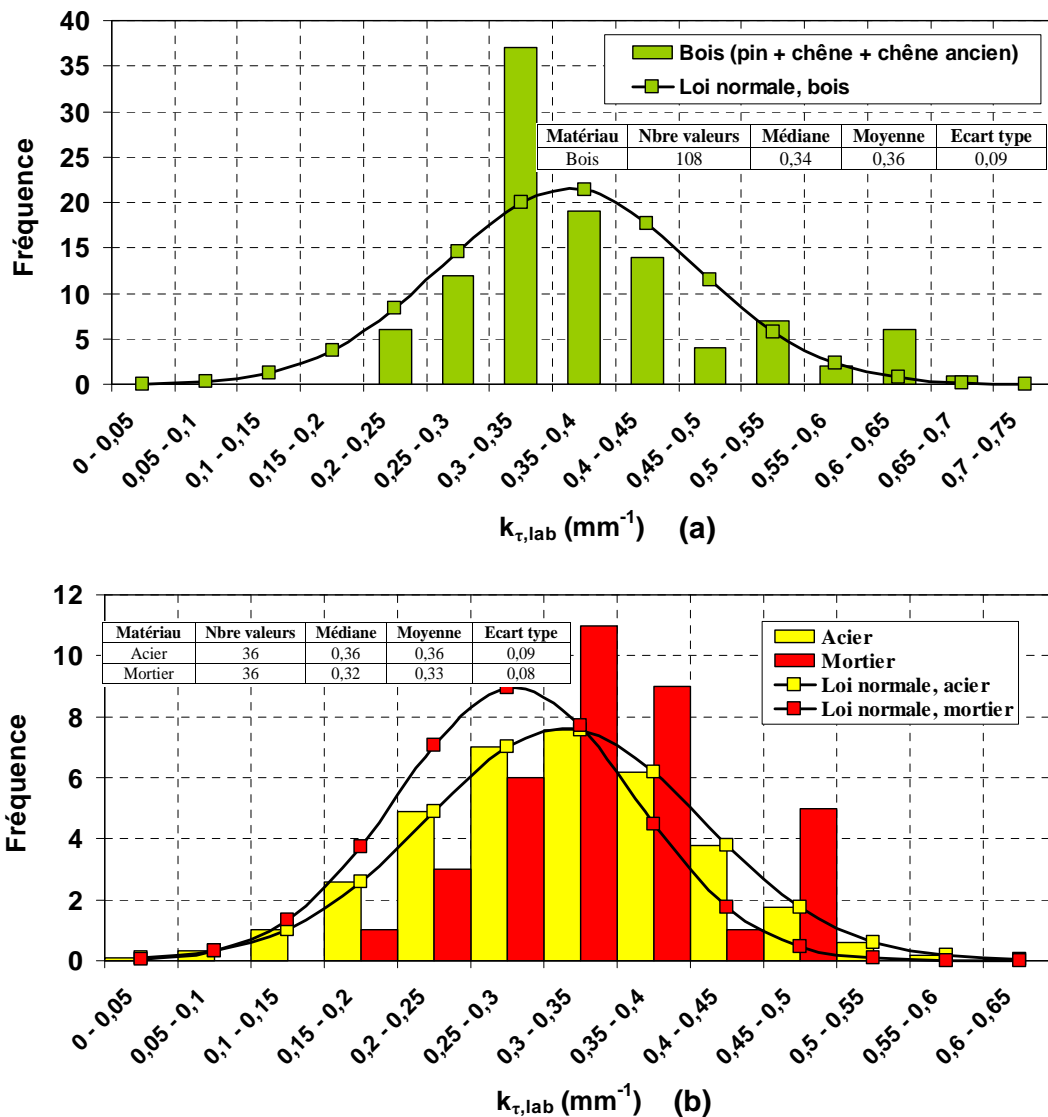


Figure III-57. Distributions des pentes $k_{\tau,lab}$ relatives aux lois de comportement trilineaires à l'interface entre le bois (a), l'acier et le mortier (b) et le limon

La Figure III-57 montre que les distributions des pentes $k_{\tau,lab,acier}$, $k_{\tau,lab,mortier}$ et $k_{\tau,lab,bois}$ semblent correspondre à des lois normales, justifiant ainsi la méthode employée pour les déterminer. Les moyennes et les écart-types des distributions sont donnés sur les graphiques. Les fractiles à 5 % des distributions des trois pentes sont égaux à $0,20 \text{ mm}^{-1}$ (acier), $0,21 \text{ mm}^{-1}$ (mortier) et $0,20 \text{ mm}^{-1}$ (bois).

Enfin, la Figure III-58 présente l'évolution des valeurs moyennes des pentes $k_{\tau,lab}$ relatives aux différents matériaux en fonction de la teneur en eau du limon.

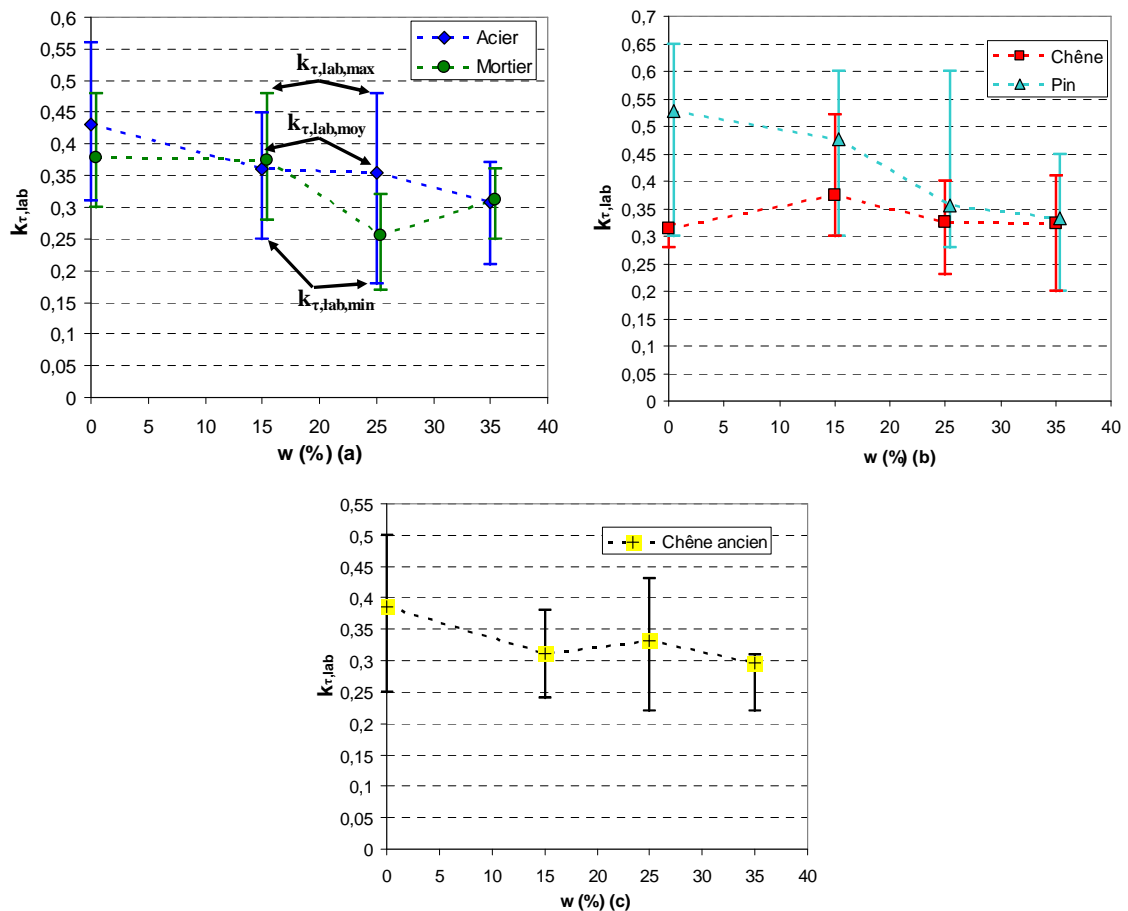


Figure III-58. Evolution des pentes $k_{\tau,lab}$ relatives aux lois de comportement trilineaires à l'interface entre l'acier, le mortier (a), le chêne, le pin (b) et le chêne ancien (c) et le limon en fonction de sa teneur en eau

Les valeurs moyennes des pentes $k_{\tau,lab,moy}$ diminuent avec l'augmentation de la teneur en eau du limon. Cette tendance corrobore les résultats présentés sur la Figure III-54 : plus la valeur de $k_{\tau,lab}$ diminue, plus la pente à l'origine de la courbe expérimentale est faible, plus le coefficient α_{lab} est élevé (la pente à l'origine de la courbe relative à la loi de comportement exponentielle est égale à $\tau_{max,interface}/\alpha_{lab}\sigma_n$).

Les valeurs de $k_{\tau,lab,moy,acier}$ et $k_{\tau,lab,moy,mortier}$ sont comprises respectivement entre 0,31 et 0,43 mm^{-1} et entre 0,26 et 0,38 mm^{-1} .

Enfin, les valeurs de $k_{\tau,lab,moy}$ relatives aux essences de bois usinées (chêne et pin) sont comprises entre 0,31 et 0,53 mm^{-1} , tandis que les pentes $k_{\tau,lab,moy,chêne\ ancien}$ varient entre 0,30 et 0,39 mm^{-1} .

Conclusion

Les deux campagnes d'essais de cisaillement réalisées en laboratoire ont permis de mettre en évidence l'influence de la teneur en eau du limon et de la rugosité des matériaux sur les propriétés de résistance d'interface :

- L'augmentation de la teneur en eau du limon conduit à une diminution de sa résistance au cisaillement, de sa cohésion et de son angle de frottement interne ;
- La résistance au cisaillement d'interface entre l'acier et le limon est inférieure à celle mesurée entre le mortier et le limon, quelle que soit la teneur en eau du sol ;
- La résistance au cisaillement d'interface entre le bois et le limon est supérieure à celle mesurée entre l'acier et le limon mais inférieure à celle entre le mortier et le limon ;
- Les coefficients de frottement d'interface entre le bois (échantillons usinés et chêne ancien) et le limon varient peu en fonction de la rugosité des matériaux. Les faibles tailles des particules du limon par rapport aux rugosités des matériaux ne permettent pas de définir une rugosité critique. La valeur maximale du coefficient de frottement est égale à 0,7. Enfin, l'essence de bois n'a pas d'influence significative sur les propriétés de résistance d'interface ;
- La résistance au cisaillement d'interface entre les matériaux et le limon dépend de la teneur en eau du sol et des contraintes normales appliquées :
 - Sous des contraintes normales égales à 50 et 100 kPa, la résistance au cisaillement d'interface augmente avec la teneur en eau du limon. L'influence bénéfique de la succion et de l'optimum de densité du limon justifient les résultats obtenus ;
 - Sous une contrainte normale égale à 200 kPa, la résistance au cisaillement d'interface est maximale lorsque la teneur en eau du limon vaut 25 % puis diminue lorsque cette dernière atteint 35 %. La formation d'une pellicule d'eau et la lubrification de l'interface sont les hypothèses avancées pour expliquer les tendances observées.

Les paramètres $\tau_{\max, \text{interface}}/\sigma_n$, α_{lab} et $k_{\tau, \text{lab}}$ ont été déterminés en calant les courbes relatives aux lois de comportement exponentielle et trilineaire sur les courbes de mobilisation expérimentales liant la contrainte de cisaillement d'interface au déplacement tangentiel.

Les valeurs moyennes des paramètres $\tau_{\max, \text{interface}}/\sigma_n$ et α_{lab} augmentent avec la teneur en eau du limon, tandis que celles du paramètre $k_{\tau, \text{lab}}$ diminuent avec son augmentation.

La campagne d'essais de cisaillement d'interface réalisée en laboratoire est complétée par la réalisation de deux plots expérimentaux sur lesquels des pieux en bois ont été battus et chargés en compression. Le programme expérimental et les résultats de ces essais sont présentés dans le Chapitre IV.

Chapitre IV. Essais de chargement de pieux en bois réalisés sur deux plots expérimentaux

Introduction

Les phénomènes d'interaction sol-pieu dépendent, d'une part, du type de matériau, de la géométrie et du mode de mise en œuvre du pieu dans le sol et d'autre part, des propriétés de résistance et de la nature du sol. Les propriétés de résistance d'interface entre un matériau et un sol peuvent être déterminées en laboratoire, au moyen d'essais de cisaillement (Chapitre III), ou *in situ*, au moyen d'essais de chargement. Les essais de chargement des pieux, préalablement instrumentés avec des extensomètres amovibles, permettent de mesurer leur portance limite et de séparer le terme de pointe de la résistance de frottement. Les résultats donnent ainsi une estimation de la résistance des pieux en fonction des propriétés mécaniques du terrain.

Les essais de chargement des pieux en bois ont été réalisés sur deux plots expérimentaux :

- Le premier se situe sur une parcelle en bordure de Seine appartenant au Grand Port Maritime de Rouen (GPMR), maître d'ouvrage public possédant de nombreux quais fondés sur des pieux en hêtre ;
- Le second plot expérimental est localisé sur le site historique des laboratoires des Ponts et Chaussées de Cubzac-les-Ponts, qui au cours des 25 dernières années, a servi à étudier le comportement des remblais sur sol compressible.

Ce chapitre comprend cinq parties.

La première partie présente les essences et les caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux en bois retenus dans cette étude, ainsi que leur instrumentation avec des extensomètres amovibles.

Les seconde et troisième parties traitent des essais de chargement des pieux réalisés sur la parcelle des Moulineaux en bordure de Seine (à proximité de Rouen) et à Cubzac-les-Ponts. Les coupes géologiques des terrains et leurs propriétés de résistance déterminées au moyen de campagnes de sondages exhaustives y sont présentées. Le battage des pieux, les essais de chargement et leurs résultats sont également exposés.

La quatrième partie présente une comparaison entre les paramètres des lois de comportement exponentielle et trilineaire déterminés d'une part, à partir des résultats des essais de cisaillement réalisés en laboratoire (Chapitre III) et d'autre part, à partir des résultats des essais de chargement effectués sur le plot expérimental de Rouen.

Les tassements des pieux en bois chargés sur les deux plots expérimentaux sont étudiés dans la dernière partie de ce chapitre. Les résultats expérimentaux sont comparés aux tassements calculés à partir des lois de comportement présentées dans la quatrième partie.

1 Caractérisation et instrumentation des pieux

1.1 Essences de bois

Les pieux testés sur les plots expérimentaux ont été fournis par la scierie GROUAZEL, partenaire du projet Pieux Bois. Quatre essences de bois ont été retenues :

- Le pin car c'est l'essence la moins durable et ses ressources sont importantes, notamment dans le sud-ouest de la France ;
- Le chêne car il est considéré comme l'essence la plus durable et constitue une ressource de proximité sur une partie importante du territoire français ;
- Le hêtre car il présente des caractéristiques intermédiaires ;
- L'acacia car il possède également une très grande durabilité, mais dont la ressource en exploitation est faible.

Chaque essence est représentée par deux pieux sur le plot expérimental de Rouen et par un pieu sur le plot de Cubzac-les-Ponts.

1.2 Caractéristiques géométriques des pieux

Conformément au cahier des charges établi pour le plot expérimental, les pieux sont des billons coniques, cylindriques, non écorcés, de 5 m de longueur et dont les diamètres varient entre 20 et 35 cm selon les essences. Ils sont constitués de bois vert.

La conicité des pieux est calculée à partir de la formule établie dans la norme [ASTM D 25, \(1991\)](#) et reprise dans le guide « Timber Pile Design and Construction Manual » ([AWPI, 2002](#)) (Chapitre I, § 2.1.2.1) :

$$\tan \omega = \frac{B_{\text{sup}} - B_b}{2L} \quad (24)$$

Avec ω la conicité du pieu (mm/m), L la longueur du pieu (m) et B_{sup} et B_b les diamètres en tête et en pointe de pieu (mm).

Le Tableau II-1 présente les caractéristiques géométriques des huit pieux.

Tableau IV-1. Caractéristiques géométriques des pieux en bois

Numéro pieu	Essence	L (m)	B_{sup} (cm)	B_b (cm)	ω (mm/m)
1	Hêtre	5	27,2	24,4	2,8
2	Hêtre	5	32,3	29,4	2,9
3	Pin	5	26,7	24,2	2,5
4	Pin	5	24,8	23,1	1,8
5	Chêne	5	27,1	23,9	3,2
10	Chêne	5	26,9	23,6	3,3
8	Acacia	5	22,1	19,6	2,5
9	Acacia	5	23,1	21,2	1,9

Si l'on se réfère aux valeurs des conicités des pieux établies dans le guide « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002) (Chapitre I, § 2.1.2.1), la conicité maximale d'un pieu de 6 m de long dont le diamètre en tête est compris entre 25 et 30 cm est de l'ordre de 8,6 mm/m. Pour des caractéristiques géométriques similaires, les conicités des huit pieux exposées dans le Tableau II-1 sont donc en moyenne trois fois inférieures à celles établies dans le guide normatif américain.

1.3 Propriétés mécaniques des pieux

1.3.1 Masse volumique des pieux

La non-linéarité des pieux en bois rendant le calcul exact de leur volume difficile, la masse volumique des pieux a été déterminée de deux manières différentes :

- Méthode n°1 : Une tranche de 2 cm d'épaisseur a été prélevée en tête des pieux. Une fois pesée, son volume a été mesuré par déplacement d'eau lors de son immersion ;
- Méthode n°2 : Le pieu a été pesé et son volume calculé en le discrétisant en différents tronçons de diamètre supposé constant (Tableau IV-2).

1.3.2 Module d'élasticité et fréquence de résonance

Le bois étant un matériau anisotrope (Chapitre I, § 1.4.1), son module d'élasticité longitudinal varie d'une essence à l'autre, et au sein d'un même pieu. Les ordres de grandeurs des modules d'élasticité du pin, du chêne, de l'acacia et du hêtre (Chapitre I, § 1.4.3.1) ont été évalués à partir des classes de résistances du bois établies dans la norme NF EN 338 (AFNOR, 2009). Le prélèvement d'échantillons sur les pieux ne permet pas de déterminer leur module d'élasticité global, mais seulement un module d'élasticité local.

Dans le but de disposer du module d'élasticité longitudinal moyen de chaque pieu, une analyse vibratoire couplée à une analyse inverse basée sur un modèle aux éléments finis a été réalisée. En plaçant le pieu sur deux appuis, celui-ci a été mis en vibration libre. A l'aide de trois accéléromètres (Figure IV-1) (un au centre des appuis, les deux autres aux $\frac{1}{4}$ et $\frac{3}{4}$ de la distance entre appuis), la première fréquence propre a été obtenue par analyse fréquentielle (Figure IV-2). Après réintroduction du profil en long du pieu et de sa masse dans un modèle MEF, le module moyen, tenant compte d'un rapport E/G de 16 (Chapitre I, § 1.4.3.2), a été retrouvé pour chaque pieu. Le pieu a été modélisé en vibration libre par des éléments de types poutres isotropes. La conservation du rapport E/G de 16 a été assurée en intégrant dans le code aux éléments finis un coefficient de Poisson ν égal à 7, calculé à partir de la relation

$$\frac{E}{G} = 2(1 + \nu).$$

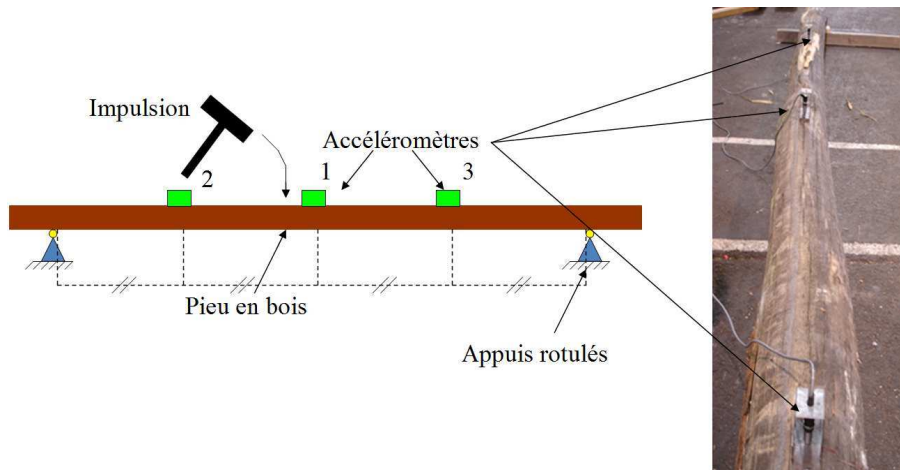


Figure IV-1. Mesure de la fréquence de résonance

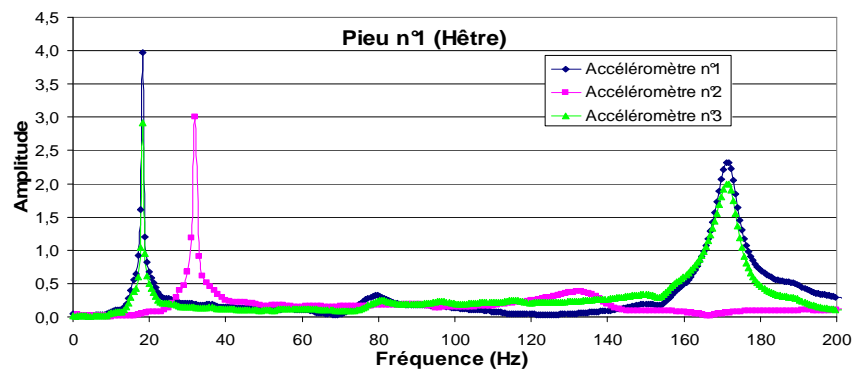


Figure IV-2. Fréquence de résonance du pieu n°1 (hêtre)

1.3.3 Etat de dégradation des pieux

L'état de dégradation des pieux à leur réception a été déterminé en réalisant des mesures de poinçonnement à l'aide d'une aiguille. Le principe de fonctionnement de ce test a été détaillé dans le Chapitre II, § 3.1.4.

Une mesure de poinçonnement a été réalisée au droit de chaque position des bloqueurs du système de mesure par extensomètre utilisé sur site (Chapitre IV, § 1.4.2) (Figure IV-3).

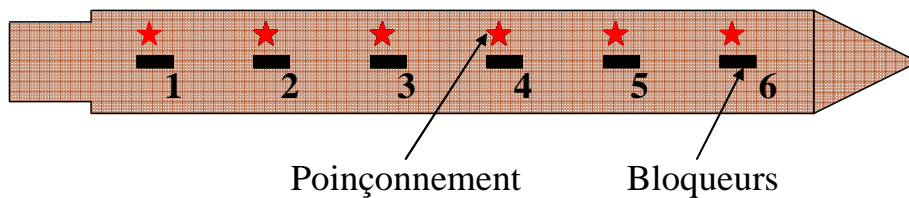


Figure IV-3. Emplacement des mesures de poinçonnement des pieux

Les résultats des mesures sont présentés dans le Chapitre IV, § 1.3.4.

1.3.4 Synthèse des mesures

Le Tableau IV-2 présente les propriétés mécaniques des pieux en bois. Les modules d'élasticité établis dans la norme NF EN 338 (AFNOR, 2009) et mesurés pour une teneur en humidité du bois égale à 12 % sont également donnés.

Tableau IV-2. Propriétés mécaniques des pieux en bois

Essence (numéro)	Masse (kg)	ρ_{bois} calculée avec la méthode n°1 (kg/m ³)	ρ_{bois} calculée avec la méthode n°2 (kg/m ³)	Fréquence résonance (Hz)	E_{bois} (MPa)	$E_{12\%}$ (MPa) (CTBA, 2007) (AFNOR, 2009)
Hêtre (1)	136	655	475	18,2	6400	10500
Hêtre (2)	275	708	701	21,1	9100	
Pin (3)	153	828	572	19,9	9370	12000
Pin (4)	120	586	495	20,5	9900	
Chêne (5)	201	701	754	16,4	8150	12000
Chêne (10)	192	723	737	14,6	6980	
Acacia (8)	150	806	821	15,2	10970	12000
Acacia (9)	153	757	721	18,8	13320	

Les masses volumiques des pieux n°1 (hêtre), n°3 (pin), n°4 (pin) calculées à partir des tranches prélevées (méthode n°1) sont en moyenne 33 % plus élevées que celles calculées à partir du volume global du pieu (méthode n°2). En effet, la teneur en eau du bois variant dans le pieu, les teneurs en eau des tranches prélevées sur les trois pieux peuvent être supérieures à la teneur en eau moyenne des pieux, permettant ainsi d'expliquer les différences observées.

Les modules d'élasticité des pieux sont en moyenne 24 % plus faibles que ceux déterminés à partir de la classification du Centre Technique du Bois et de l'Ameublement (CTBA, 2007) et de la norme NF EN 338 (AFNOR, 2009) (Tableau IV-2). Seul le pieu n°9 en acacia présente un module d'élasticité 9 % plus élevé que celui établi par le CTBA, (2007).

Enfin, le Tableau IV-3 et la Figure IV-4 montrent les résultats des mesures de poinçonnement à l'aiguille.

Tableau IV-3. Résistance à l'enfoncement des pieux en bois (mm)

Numéro pieu	Bloqueur n°1	Bloqueur n°2	Bloqueur n°3	Bloqueur n°4	Bloqueur n°5	Bloqueur n°6	Moyenne	Ecart-type
1	1	1	2	1	1	1	1,2	0,4
2	1	3	1	1	2	1	1,5	0,8
3	2	1	1	2	4	4	2,3	1,4
4	2	1	2	3	3	3	2,3	0,8
5	4	3	3	3	3	2	3,	0,6
10	3	2	2	1	2	2	2	0,6
8	2	2	2	2	3	1	2	0,6
9	4	5	6	5	4	3	4,5	1

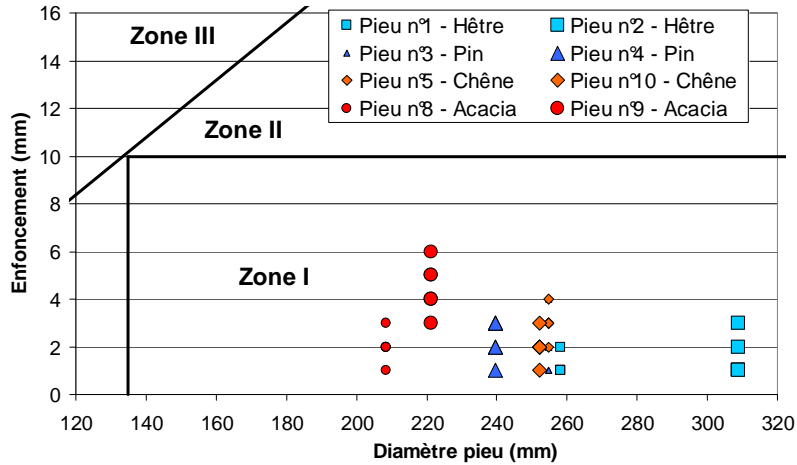


Figure IV-4. Résultats des mesures de poinçonnement des pieux

Les mesures étant situées dans la zone I, les pieux en bois ne sont pas dégradés (Chapitre II, § 3.1.4).

1.4 Instrumentation des pieux

L'instrumentation des pieux a pour objectifs de mesurer le raccourcissement élastique du fût à différentes profondeurs en fonction de la charge appliquée en tête et d'en déduire la distribution des efforts le long des pieux ainsi que l'effort de pointe.

1.4.1 Présentation des extensomètres amovibles LPC

La mesure du raccourcissement élastique d'un pieu s'effectue à l'aide d'une chaîne d'extensomètres amovibles (Bustamante et Doix, 1991). Elle est constituée de rubans de cupro-béryllium équipés de jauges de déformation et maintenus sous tension par l'intermédiaire de bloqueurs qui sont fixés aux extrémités des rubans (Figure IV-5).

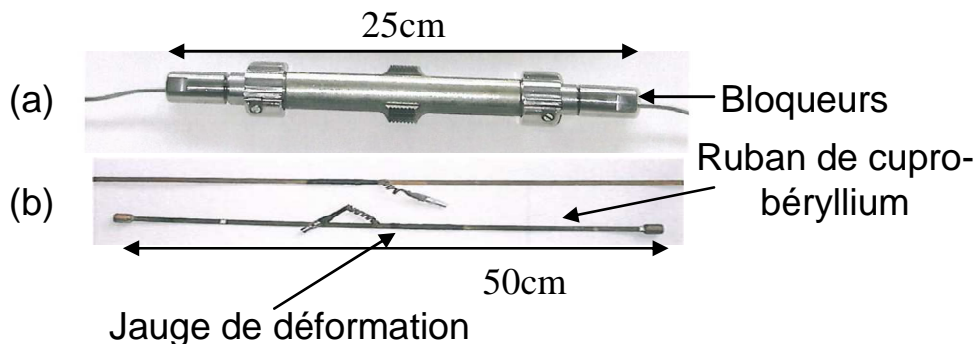


Figure IV-5. Bloqueur (a) et jauges de déformation (b)

La technique d'instrumentation classique consiste à fixer un tube métallique de diamètre intérieur $35 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ sur le pieu (il est soudé dans le cas d'un pieu en acier, noyé dans le pieu en béton et donc scellé à la prise) avant sa mise en œuvre dans le sol. Son extrémité

inférieure est fermée. Une fois le pieu dans le sol, le chapelet d'extensomètres est introduit dans le tube métallique. Le bloqueur inférieur est mis sous pression avec un gaz comprimé (azote). La cellule centrale de ce bloqueur se dilate et vient se fixer aux parois du tube métallique. Les autres bloqueurs et rubans métalliques sont ensuite mis en tension et de l'azote est injecté simultanément dans les bloqueurs afin que les cellules centrales viennent elles aussi se plaquer aux parois du tube métallique.

Lors de l'essai de chargement, le raccourcissement élastique de chaque tronçon du pieu instrumenté est mesuré avec les jauges de déformation et interprété pour évaluer la transmission de la charge à l'interface entre le sol et le pieu.

Dans le cas des pieux en bois, la non-linéarité et la conicité naturelle des pieux, conjuguées aux difficultés que représentent la fixation du tube en acier au bois a rendu l'emploi de cette technique difficile. Un dispositif d'instrumentation spécifique aux pieux en bois a donc été élaboré.

10 pieux devaient être initialement instrumentés (numérotés de 1 à 10). Au final, huit l'ont été (numérotés de 1 à 5 et de 8 à 10).

1.4.2 Instrumentation des pieux en bois

Le système d'instrumentation conçu pour les pieux en bois a nécessité de les usiner. L'usinage a été réalisé à l'ENSTIB, partenaire du projet Pieux Bois. Les différentes étapes, au nombre de 6, sont présentées par la suite.

1^{ère} étape : Une saignée de 80 mm de largeur et 60 mm de profondeur a été réalisée sur toute la longueur du pieu, au niveau de la section où le pieu était le plus rectiligne (Figure IV-6). Cette étape complexe n'a pu être réalisée que par l'utilisation d'un robot 6 axes possédé par l'ENSTIB.



Figure IV-6. Saignée usinée sur le fût des pieux en bois

2^{ème} étape : Des pattes de fixation conçues spécifiquement, de 60 mm de largeur et 80 mm de longueur, ont été fixées au bois à l'aide de vis et d'inserts dans la saignée au droit des futurs emplacements des bloqueurs. Les pattes étaient distantes les unes des autres de 750 mm (Figure IV-7).

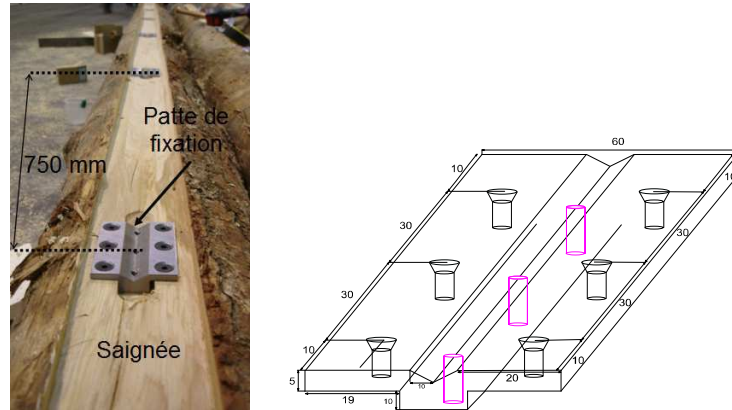


Figure IV-7. Pattes de fixation

3^{ème} étape : Une fois les pattes de fixation solidaires du bois, des tubes de logement de 35 mm de diamètre et 250 mm de longueur, chanfreinés à chaque extrémité et diamétralement percés à trois endroits, ont été fixés sur les pattes. L'usinage d'une rainure en « V » sur la patte de fixation a permis le calage du tube cylindrique (Figure IV-8).

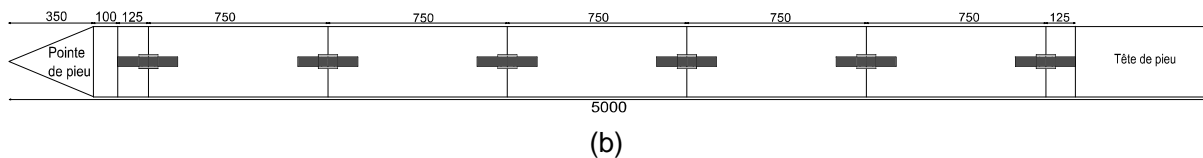
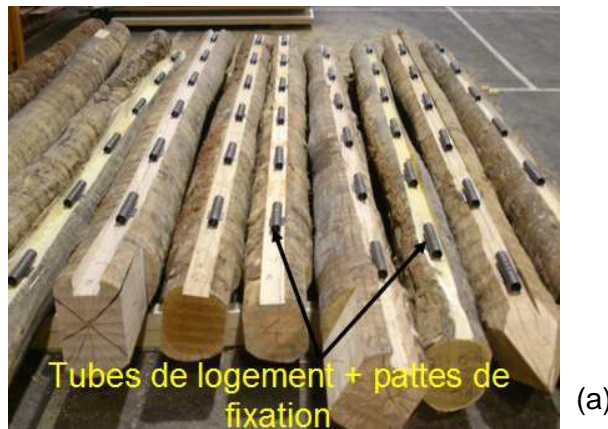


Figure IV-8. Fixation des tubes de logement sur les pattes (a) et dimensions des pieux (b)

4^{ème} étape : Des fenêtres de 260 mm de longueur et 80 mm de largeur ont été usinées sur un tube métallique à section carrée de dimensions 80 mm × 60 mm. Ce tube métallique (qualifié de tube extérieur) est venu chapoter et protéger l'ensemble « patte de fixation + tubes de logement » dans la saignée. Il a été fixé au bois avec des vis et des tirefonds (Figure IV-9).



Figure IV-9. Fixation des tubes extérieurs métalliques à section carrée dans la saignée

5^{ème} étape : La pointe des pieux a été usinée en forme pyramidale. L'extrémité du tube extérieur a été biseautée au niveau de la pointe de sorte que le biseau soit dans le prolongement d'une des faces de la pointe.

La pointe a été renforcée (Chapitre I, § 2.2.5.1) avec quatre plats métalliques (un sur chaque face) fixés au bois avec des tirefonds. L'un des plats a été soudé au biseau du tube extérieur pour le protéger de l'entrée de matériaux et éviter son écartement lors du battage des pieux dans le sol (Figure IV-10).



Figure IV-10. Protection de la pointe des pieux en bois avec des plats métalliques

6^{ème} étape : Deux plats diamétralement opposés et distants de 20 cm (distance constante sur tous les pieux) ont également été usinés sur la tête des pieux. L'usinage de ces plats avait pour objectifs de fixer le casque de battage aux pieux (Figure IV-11) (Chapitre I, § 2.2.5.2).

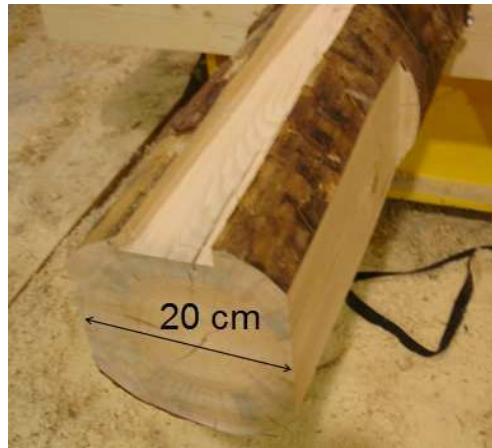


Figure IV-11. Usinage de deux plats en tête des pieux

2 Site expérimental de Rouen

2.1 Présentation du site

Le plot expérimental est localisé sur une parcelle de terrain appartenant au Grand Port Maritime de Rouen, située dans la commune des Moulineaux, en bordure de Seine. Sa superficie est d'environ 1000 m². La Figure IV-12 présente la situation et une vue aérienne du site expérimental, ainsi que l'emprise du plot expérimental.

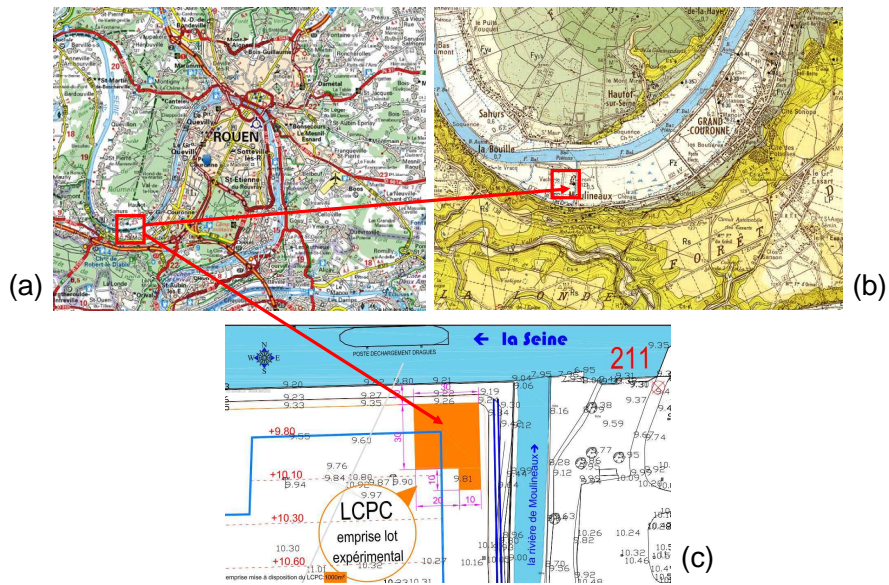


Figure IV-12. Situation géographique de la zone (a et b) et emprise du plot expérimental (c)

2.2 Caractérisation géotechnique du site

2.2.1 Coupe géologique du terrain

Trois sondages à la pelle mécanique et à la tarière hélicoïdale continue ont été réalisés à proximité de la zone de battage des pieux en bois afin de déterminer la géologie du terrain. Les profondeurs d'arrêt de ces sondages étaient respectivement égales à 3 m et 7 m. La Figure IV-13 présente la coupe géologique du terrain établie à partir de ces sondages.

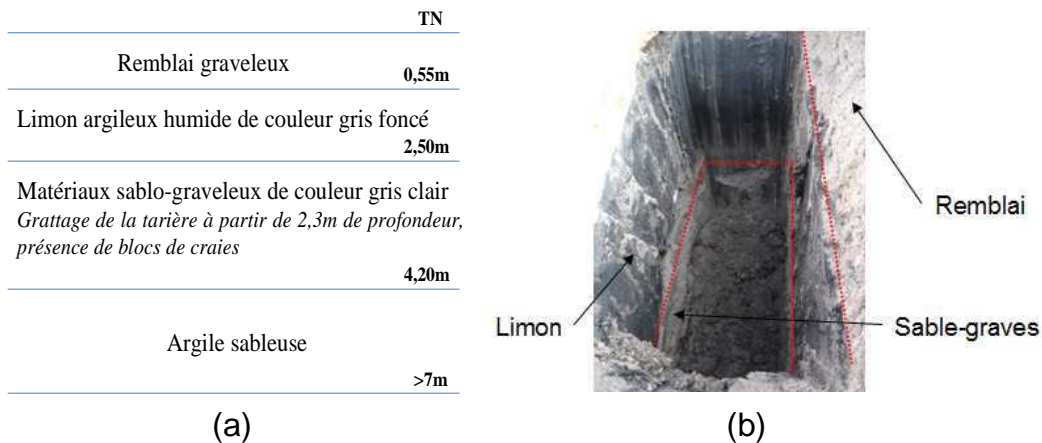


Figure IV-13. Coupe géologique du terrain (a) et photo de l'excavation (b)

2.2.2 Campagne d'essais sur site

2.2.2.1 Types de sondages et objectifs

Des sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de forage, des essais d'expansion au pressiomètre Ménard, de pénétration dynamique léger avec un pénétromètre type PANDA, des essais de pénétration statique au piézocone (CPT) et des essais de pénétration au carottier (SPT) ont été réalisés sur le site expérimental, à proximité de la zone de battage des pieux en bois.

Cette campagne d'essais avait pour objectifs :

- de déterminer les propriétés de résistance du sol intervenant dans les différentes méthodes de dimensionnement des pieux en bois ;
- d'établir des corrélations entre ces propriétés et de les comparer à celles publiées dans la littérature.

2.2.2.2 Plan d'implantation des sondages

L'ensemble des essais géotechniques a été effectué à proximité de la zone de battage et de chargement des pieux en bois. La Figure IV-14 présente le plan d'implantation des sondages.

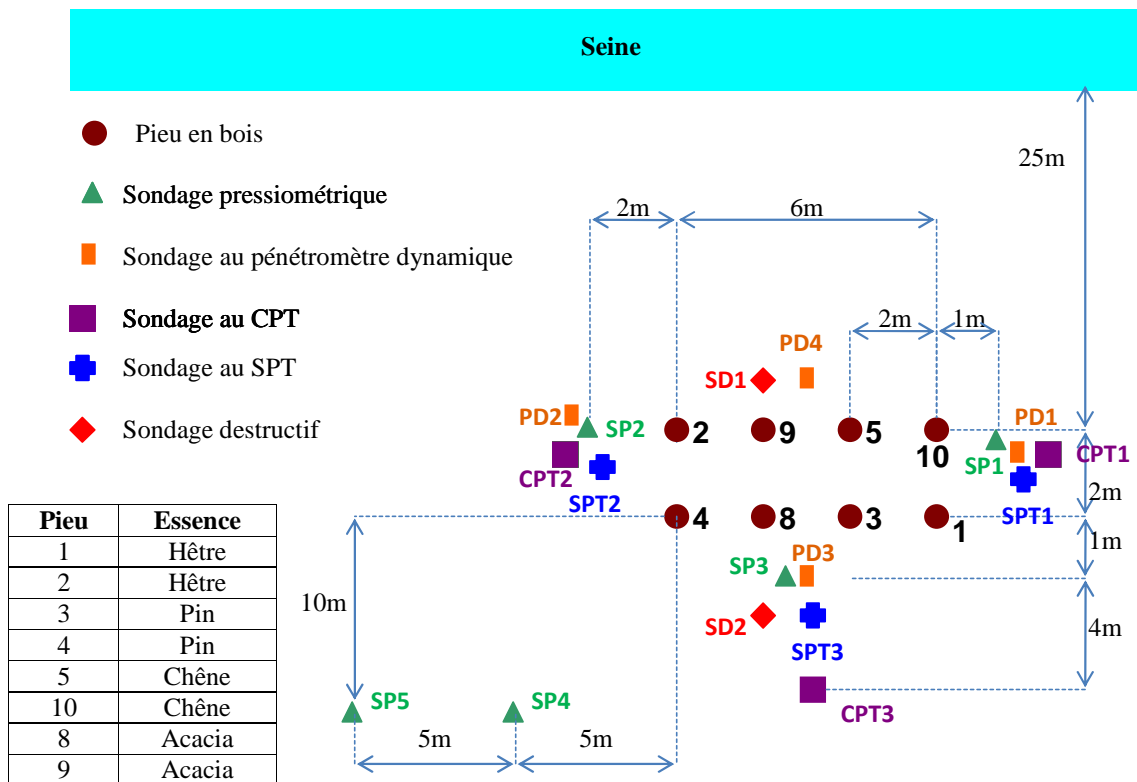


Figure IV-14. Plan d'implantation des sondages

2.2.2.3 Résultats des sondages destructifs

La réalisation de deux sondages destructifs en rotoperçussion avec un outil en croix et l'eau comme fluide de forage a permis d'étudier l'évolution de trois paramètres de forage en fonction de la profondeur (Figure IV-15) : la vitesse d'avancement V_A , la pression de poussée sur l'outil P_O et le couple de rotation C_R .

L'énergie normalisée E_N , établie à partir de combinaisons de paramètres et relative à l'énergie dépensée pour désagréger le sol avec l'outil, a également été étudiée (Reiffsteck, 2011).

$$E_N = \frac{\alpha P_E V_A + \beta C_R 2\pi V_R + \gamma P_M f}{V_A} \quad (25)$$

Avec P_M la puissance du marteau, f la fréquence et α, β, γ trois coefficients.

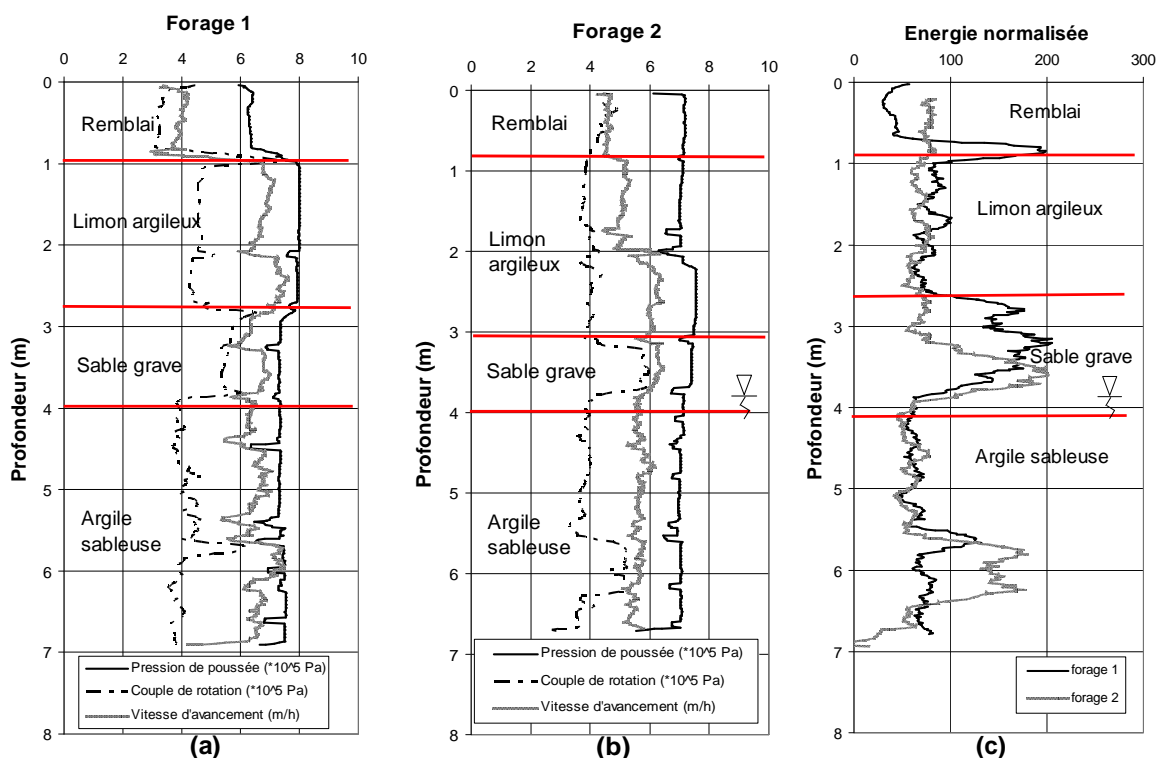


Figure IV-15. Evolution de la pression de poussée, du couple de rotation, de la vitesse d'avancement (a et b) et de l'énergie normalisée (c) en fonction de la profondeur

L'évolution des paramètres de forage et plus particulièrement celle du paramètre composé E_N en fonction de la profondeur (Figure IV-15c) correspond en moyenne aux hauteurs des couches de sol relevées lors des sondages à la pelle mécanique.

La Figure IV-15 montre que la couche de remblai a une hauteur d'environ 1 m à l'endroit du forage.

Le passage des remblais dans la couche de limon argileux se traduit par une augmentation de la pression de poussée, du couple de rotation, de la vitesse d'avancement et de l'énergie normalisée. Les paramètres de forage montrent que la profondeur de fin de couche est comprise entre 2,5 et 3 m (Figure IV-15a et Figure IV-15b).

La couche de sable grave est caractérisée par une nette augmentation du couple de rotation et de l'énergie normalisée ainsi qu'une légère diminution de la vitesse d'avancement et de la pression de poussée, caractéristique d'une augmentation de la dureté du terrain.

Enfin, le passage des sables graves à l'argile sableuse se traduit par une diminution du couple de rotation et de l'énergie normalisée, tandis que la pression de poussée et la vitesse d'avancement restent constantes.

2.2.2.4 Résultats des sondages au pénétromètre dynamique

Résultats des sondages

Trois sondages au pénétromètre dynamique (surface de la pointe débordante et longueur maximale du train de tige respectivement égales à 2 cm² et 4 m) ont été réalisés à proximité de la zone de battage (Figure IV-14). La Figure IV-16 présente les résultats des essais.

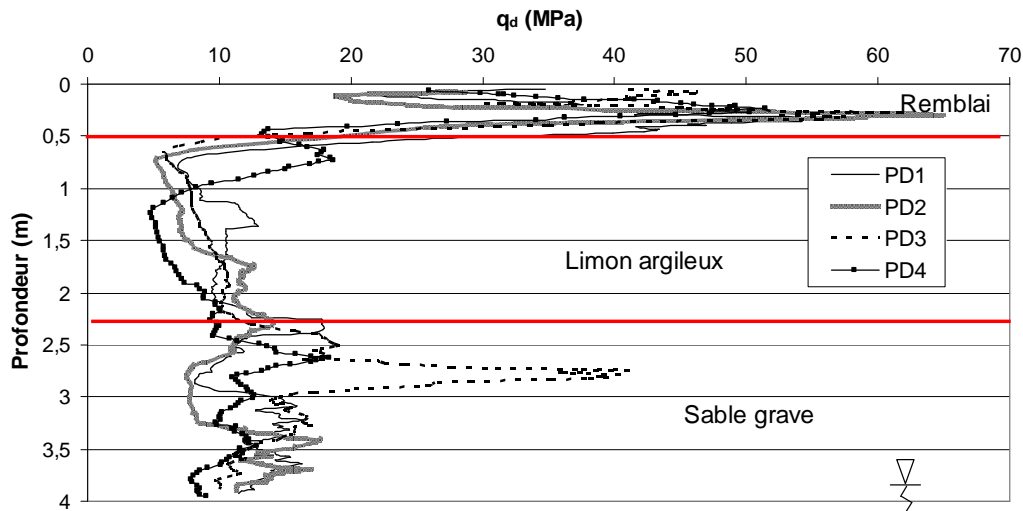


Figure IV-16. Evolution de la résistance de pointe dynamique en fonction de la profondeur

L'épaisseur de la couche de remblai déduite de la Figure IV-16 est de 50 cm. Elle est identique à celle mesurée lors des sondages à la pelle mécanique, mais diffère de celle déterminée à partir des sondages destructifs. La profondeur de fin de couche du limon argileux est située à 2,50 m sous le terrain naturel (Figure IV-16).

Ces résultats corroborent ceux obtenus lors des sondages à la pelle mécanique et destructifs. Enfin, l'arrêt des sondages dynamiques à 4 m sous le terrain naturel n'a pas permis de déterminer la profondeur exacte de fin de couche des sables graves.

Histogrammes et valeurs moyennes des résistances dynamiques

Les histogrammes de la Figure IV-17 montrent la répartition du nombre de coups enregistrés dans chaque couche lors des essais et permettent de déduire les valeurs moyennes des résistances de pointe dynamiques q_d dans les couches de sol.

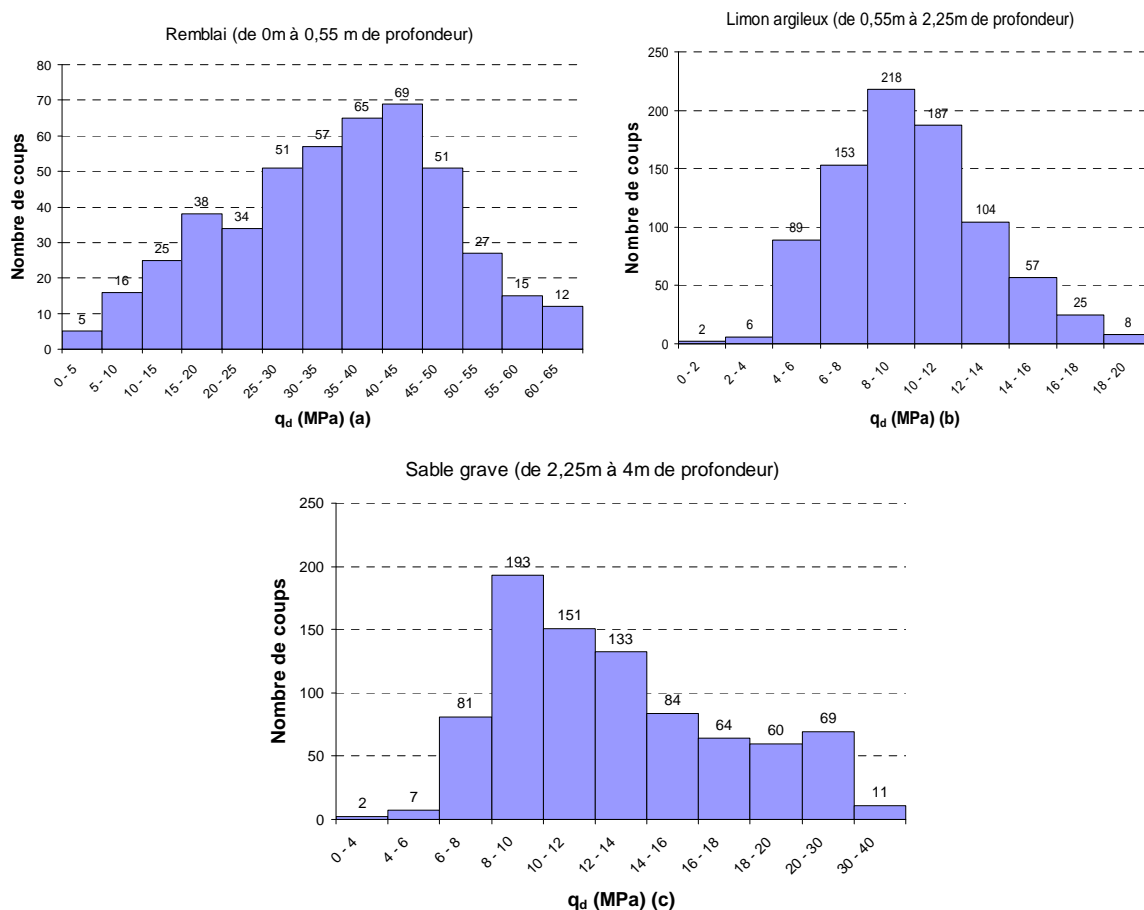


Figure IV-17. Distribution des résistances dynamiques q_d dans le remblai (a), le limon argileux (b) et les sables graves (c)

Le Tableau IV-4 présente les valeurs des résistances mesurées au pénétromètre dynamique et retenues pour les trois couches de sol.

Tableau IV-4. Résistances dynamiques des trois couches de sol

Couches	Epaisseur (m)	Profondeur de fin de couche (m)	$q_{d,min}$ (MPa)	$q_{d,max}$ (MPa)	$q_{d,moyen}$ (MPa)	Ecart type	Coefficient de variation (%)
Remblai	0,55	0,55	11,2	64,8	39,2	20,3	51,8
Limon argileux	1,70	2,25	4,8	19,2	10,3	4,3	42,0
Sable grave	>1,75	>4	7,5	41,1	13,7	7,8	56,9

2.2.2.5 Résultats des sondages pressiométriques

Résultats des sondages

Les parois du trou de forage préalablement réalisé à la tarière hélicoïdale continue classique s'éboulant dans la couche de sable grave à partir de 2,5 m de profondeur, la sonde lanternée a été utilisée pour effectuer les essais pressiométriques.

Cinq sondages pressiométriques ont été réalisés sur le site expérimental, trois au niveau de la zone de battage des pieux et deux autres à une dizaine de mètres (Figure IV-14). La Figure IV-18 présente les résultats interprétés de ces sondages.

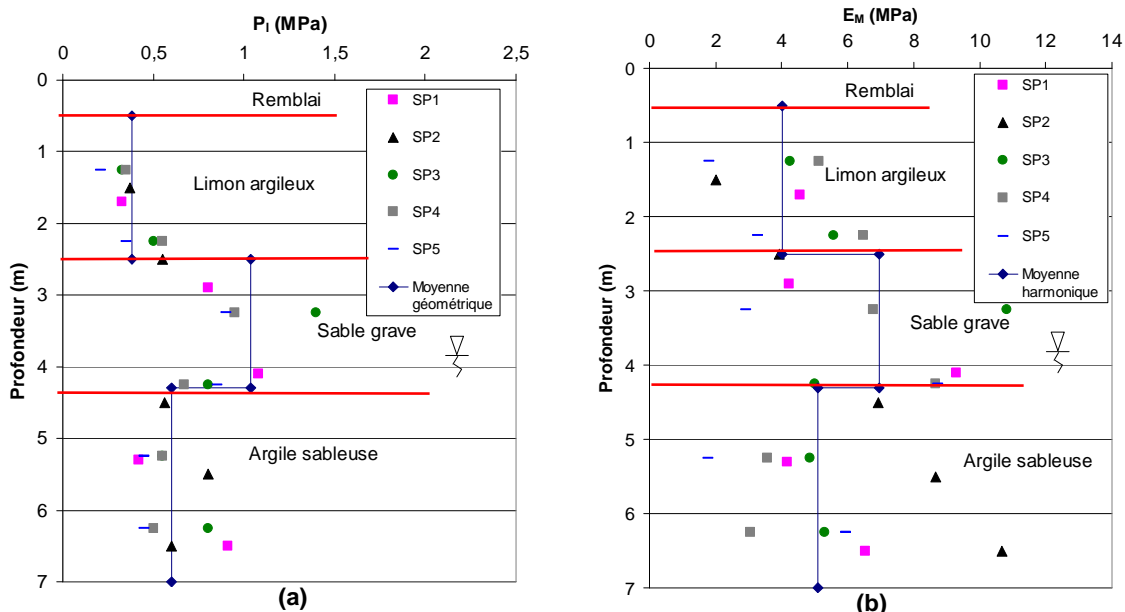


Figure IV-18. Evolution de la pression limite (a) et du module pressiométrique (b) en fonction de la profondeur

Le principal défaut de cet essai est sa faible résolution. En effet, il peut arriver que la sonde soit à cheval sur plusieurs couches. Le résultat est alors une valeur intermédiaire des paramètres des deux couches « testées ».

Valeurs moyennes retenues

Le Tableau IV-5 présente les extrema des pressions limites, des modules pressiométriques ainsi que des rapports entre ces deux grandeurs pour les trois couches de sol sous-jacentes au remblai.

Tableau IV-5. Caractéristiques pressiométriques des couches de sol

Couches	Epaisseur (m)	Caractéristiques pressiométriques (MPa)
Remblai	0,55	X
Limon argileux	1,95	0,21 < p ₁ < 0,55 1,79 < E _M < 6,49 5,46 < E _M /p ₁ < 14,68
Sable-grave	1,70	0,80 < p ₁ < 1,40 2,92 < E _M < 10,83 3,24 < E _M /p ₁ < 10,25
Argile sableuse	>2,50	0,42 < p ₁ < 0,91 1,78 < E _M < 10,66 3,96 < E _M /p ₁ < 17,77

2.2.2.6 Résultats des essais de pénétration statique au piézocône (CPTu)

Résultats des sondages

Le diamètre de la pointe piézocône utilisée lors des essais de pénétration statique (Cone Penetration Test) est égal à 44 mm. La pointe a été foncée dans le sol à une vitesse constante de 2 cm/s. La pression interstitielle u_2 a été mesurée sur la partie cylindrique du cône, entre le cône et le manchon.

Trois sondages au CPT ont été réalisés à proximité de la zone de battage (Figure IV-14). Les Figures IV-19, IV-20 et IV-21 présentent les résultats de ces sondages.

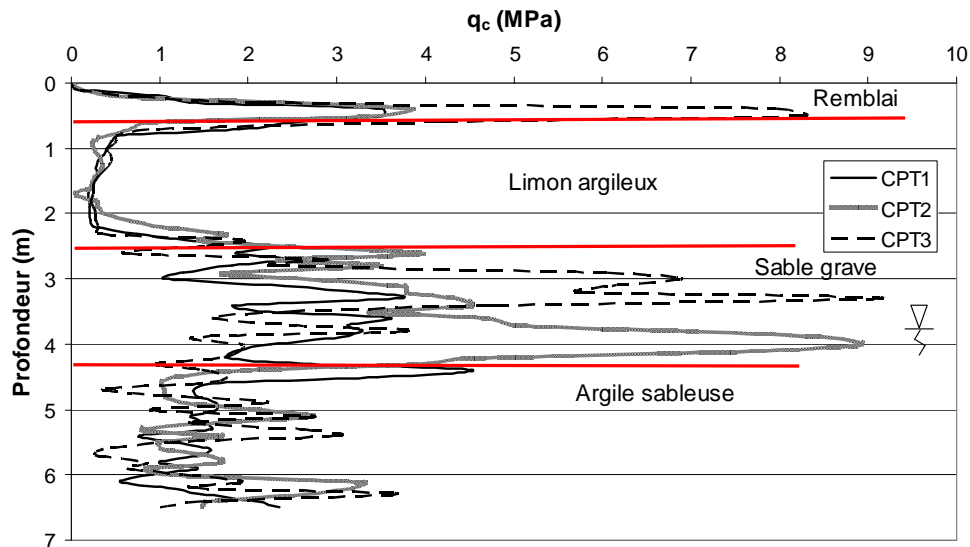


Figure IV-19. Evolution de la résistance à la pénétration du cône en fonction de la profondeur

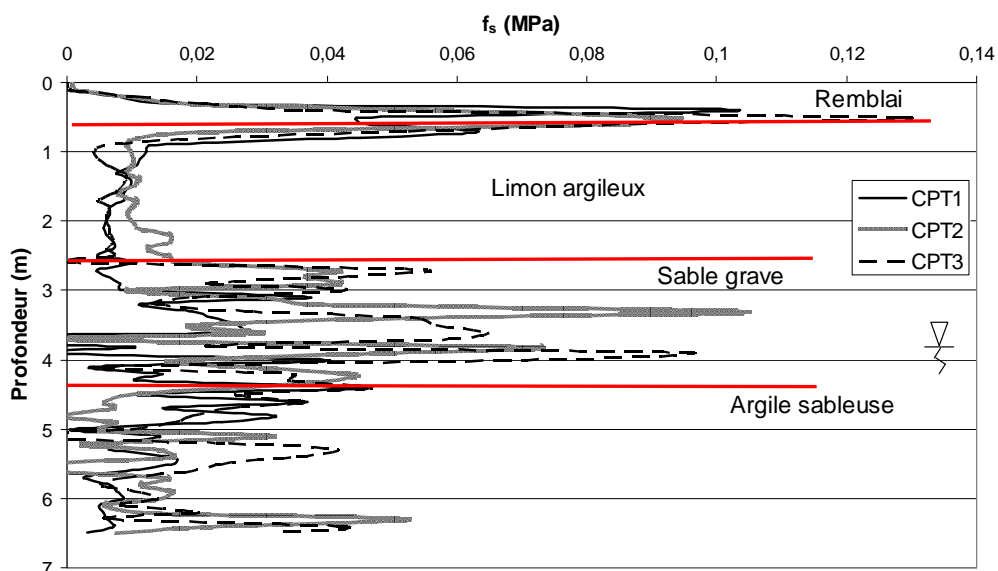


Figure IV-20. Evolution du frottement latéral du manchon en fonction de la profondeur

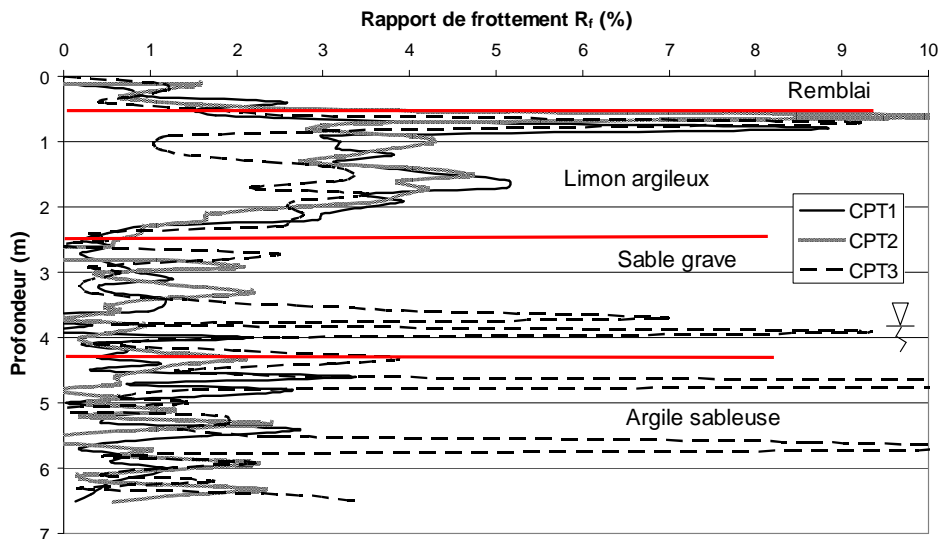


Figure IV-21. Evolution du rapport de frottement R_f en fonction de la profondeur

Les valeurs de q_c et f_s dans le limon argileux sont faibles et inférieures à 1 MPa.

La couche de sable grave est caractérisée par une augmentation de la résistance à la pénétration du cône et du frottement latéral du manchon. Le rapport de frottement R_f est de l'ordre de 2 %. La présence de blocs de craie dans cette couche de sol (Figure IV-13) pourrait expliquer les valeurs élevées de q_c mesurées entre 3 et 4 m de profondeur.

Enfin, la couche d'argile sableuse est caractérisée par des valeurs de résistance à la pénétration du cône inférieures à celles dans la couche sus-jacente.

Abaques de Robertson – ratio de surconsolidation des couches de sol

L'augmentation de la contrainte verticale effective dans le sol avec la profondeur entraîne une augmentation de la résistance à la pénétration du cône et du frottement latéral mobilisé sur le manchon. Les abaques de Robertson permettent, d'une part, de s'affranchir par l'intermédiaire du rapport de frottement F_r et de la résistance au cône Q_t normalisés, de l'effet de la contrainte effective sur les résistances mesurées et d'autre part d'évaluer l'état de consolidation du sol. La nature des couches de sol peut être également déduite de ces abaques.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \quad (26)$$

$$\text{et } F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (27)$$

Avec q_t la résistance au cône corrigée.

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (28)$$

u_2 est la pression interstitielle dans la partie cylindrique du cône et a le facteur net de surface du cône, égal au rapport entre l'aire du corps de pointe et l'aire de la base du cône (norme [EN ISO 22476-1, 2012](#)).

La Figure IV-22 présente, pour les trois couches de sol sous-jacentes au remblai, la résistance au cône normalisée en fonction du rapport de frottement normalisé.

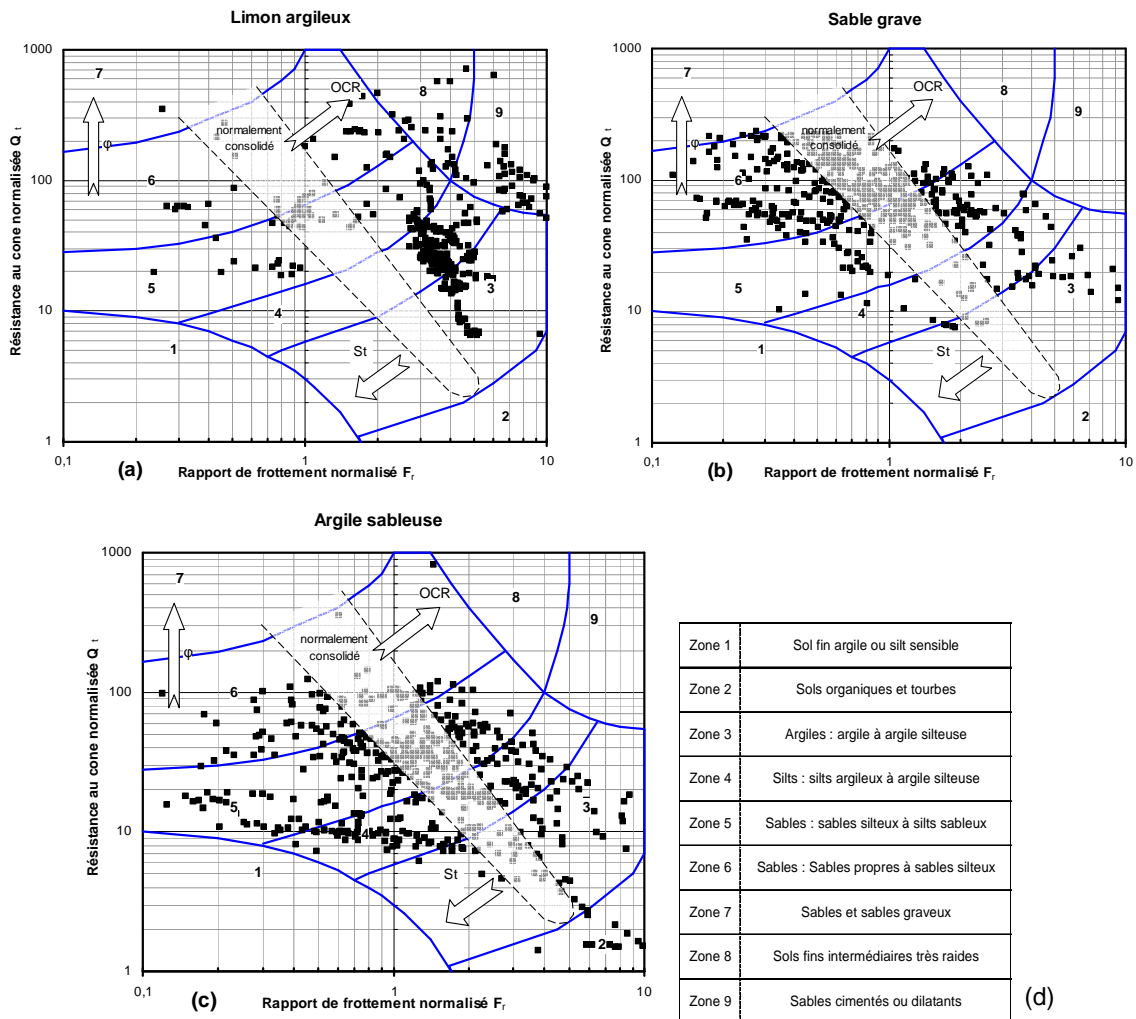


Figure IV-22. Evolution de la résistance au cône normalisée Q_r en fonction du rapport de frottement normalisé F_r , dans le limon argileux (a), les sables graves (b), l'argile sableuse (c) et classification des sols (d) (modifié d'après Robertson, 1990)

La couche de limon argileux se situe dans la zone S4 (Figure IV-22a) correspondant à des silts argileux à argile silteuse, la couche de sable grave (Figure IV-22b) dans la zone S6 correspondant à des sables propres à sables silteux. Enfin, la couche d'argile sableuse (Figure IV-22c) se situe dans les zones S4-S5, correspondant des silts argileux à silts sableux.

Le limon argileux est surconsolidé, avec un ratio de surconsolidation égal à 2,5 (Chapitre III, § 2.1.3).

Enfin, les abaques de Robertson montrent que les couches de sable grave et d'argile sableuse peuvent être considérées respectivement comme lâche et sous-consolidée.

Evolution de la pression interstitielle en fonction de la profondeur

La Figure IV-23 présente l'évolution de la pression interstitielle (mesurée au piézocône) en fonction de la profondeur, ainsi que la droite relative à la pression hydrostatique dans le sol. Le niveau d'eau de la nappe est situé à 3,80 m de profondeur.

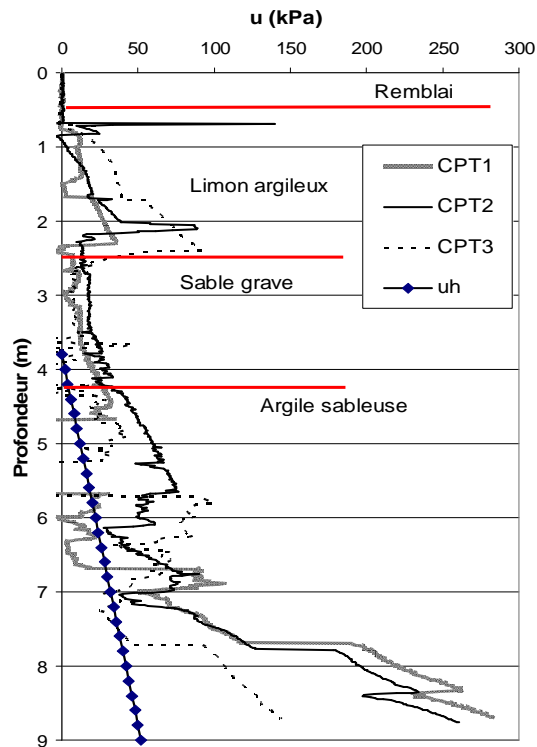


Figure IV-23. Evolution de la pression interstitielle u en fonction de la profondeur.

Les faibles valeurs des pressions interstitielles mesurées entre 2,50 m et 4,20 m de profondeur sont caractéristiques d'une couche sableuse.

Les valeurs très faibles, voire négatives, des pressions interstitielles dans les couches de sable grave et d'argile sableuse mesurées entre 4,80 m et 5,50 m de profondeur peuvent être dues à la présence de lentilles sableuses dilatantes ou de zones graveleuses.

Enfin, l'augmentation de la pression interstitielle à partir de 6 m de profondeur résulte de l'effet de la marée, le plot expérimental n'étant situé qu'à quelques mètres de la Seine (Figure IV-23). Ces essais ont été réalisés lors de la marée montante, pendant un laps de temps d'environ deux heures.

Valeurs moyennes retenues

La Figure IV-24 présente, par tranche de 50 cm, la répartition des valeurs moyennes de la résistance à la pénétration du cône q_c , ainsi que celles du frottement latéral f_s mobilisé en fonction de la profondeur.

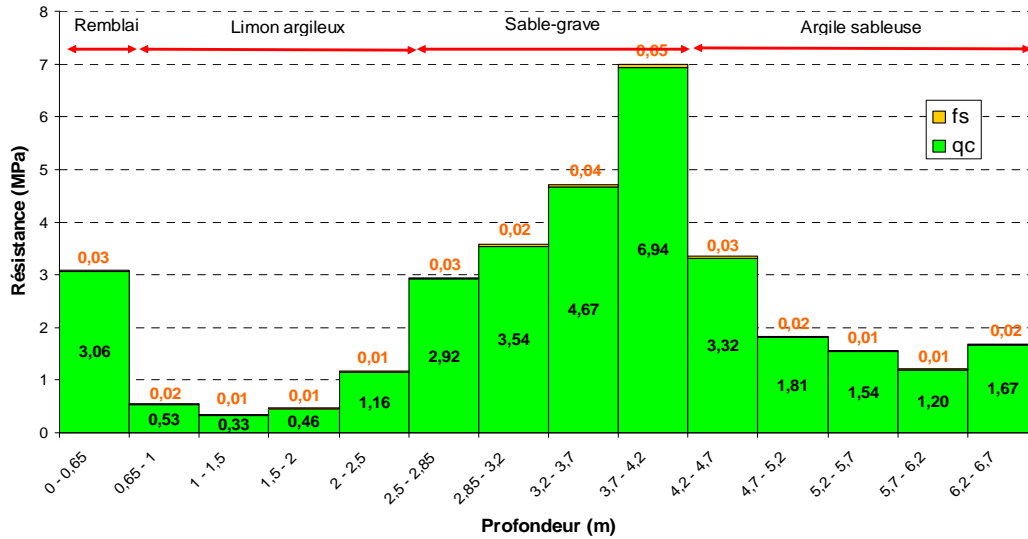


Figure IV-24. Valeurs moyennes des résistances à la pénétration du cône q_c et du frottement latéral du manchon f_s en fonction de la profondeur

Le Tableau IV-6 présente les valeurs des résistances à la pénétration du cône retenues pour les quatre couches de sol.

Tableau IV-6. Caractéristiques pénétrométriques (statiques) des quatre couches de sol

Couches	Epaisseur (m)	Profondeur de fin de couche (m)	$q_{c,min}$ (MPa)	$q_{c,max}$ (MPa)	$q_{c,moy}$ (MPa)
Remblai	0,55	0,55	0,3	7,9	3,1
Limon argileux	0,4	2,5	0,2	1,5	0,5
	0,5		0,3	0,4	0,3
	0,5		0,1	0,7	0,5
	0,5		0,3	2,8	1,2
Sable-grave	0,4	4,2	1,1	3,9	2,9
	0,4		2,5	4,7	3,5
	0,5		2,3	8,7	4,7
	0,5		2,9	10,0	6,9
Argile sableuse	0,5	6,7	1,1	6,9	3,3
	0,5		0,9	3,1	1,8
	0,5		0,6	2,4	1,5
	0,5		0,5	2,2	1,2
	0,5		0,9	3,4	1,7

2.2.2.7 Résultats des essais de pénétration au carottier dynamique (SPT)

Trois essais de pénétration au carottier dynamique (Standard Penetration Test) ont été réalisés sur le plot expérimental. La Figure IV-25 présente les résultats de ces sondages.

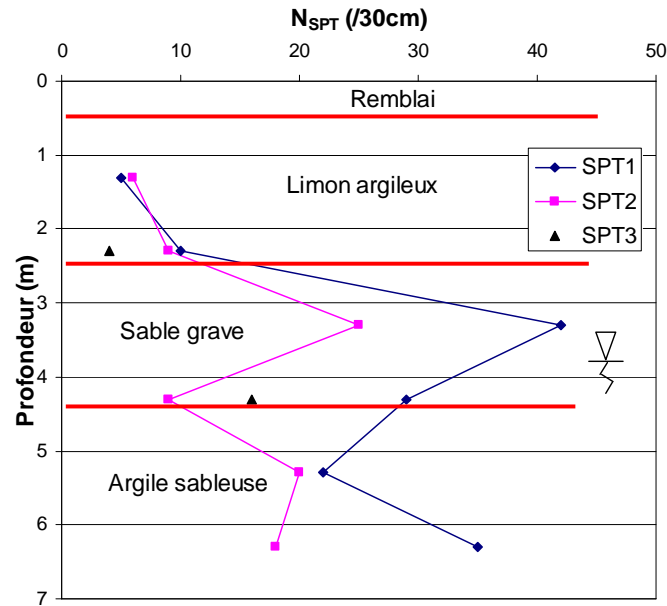


Figure IV-25. Evolution du nombre de coups N_{SPT} en fonction de la profondeur

Ces essais ayant été effectués par un prestataire extérieur peu habitué à réaliser ce type d'essais, nous constatons une dispersion des valeurs sur la Figure IV-25.

Le Tableau IV-7 présente les valeurs de N_{SPT} retenues pour les trois couches de sol.

Tableau IV-7. Valeurs de N_{SPT} retenues pour les différentes couches de sol

Couches	Profondeur (m)	N_{SPT}
Limon argileux	1,30	5
	2,30	8
Sable grave	3,30	38
	4,20	18
Argile sableuse	5,30	21
	6,30	27

2.2.3 Modèle géotechnique du site retenu

Les résultats des sondages réalisés autour de la zone de battage et de chargement des pieux en bois permettent de tracer deux coupes géotechniques de terrain, l'une longitudinale, l'autre transversale et notées respectivement AA' et BB' (Figure IV-26).

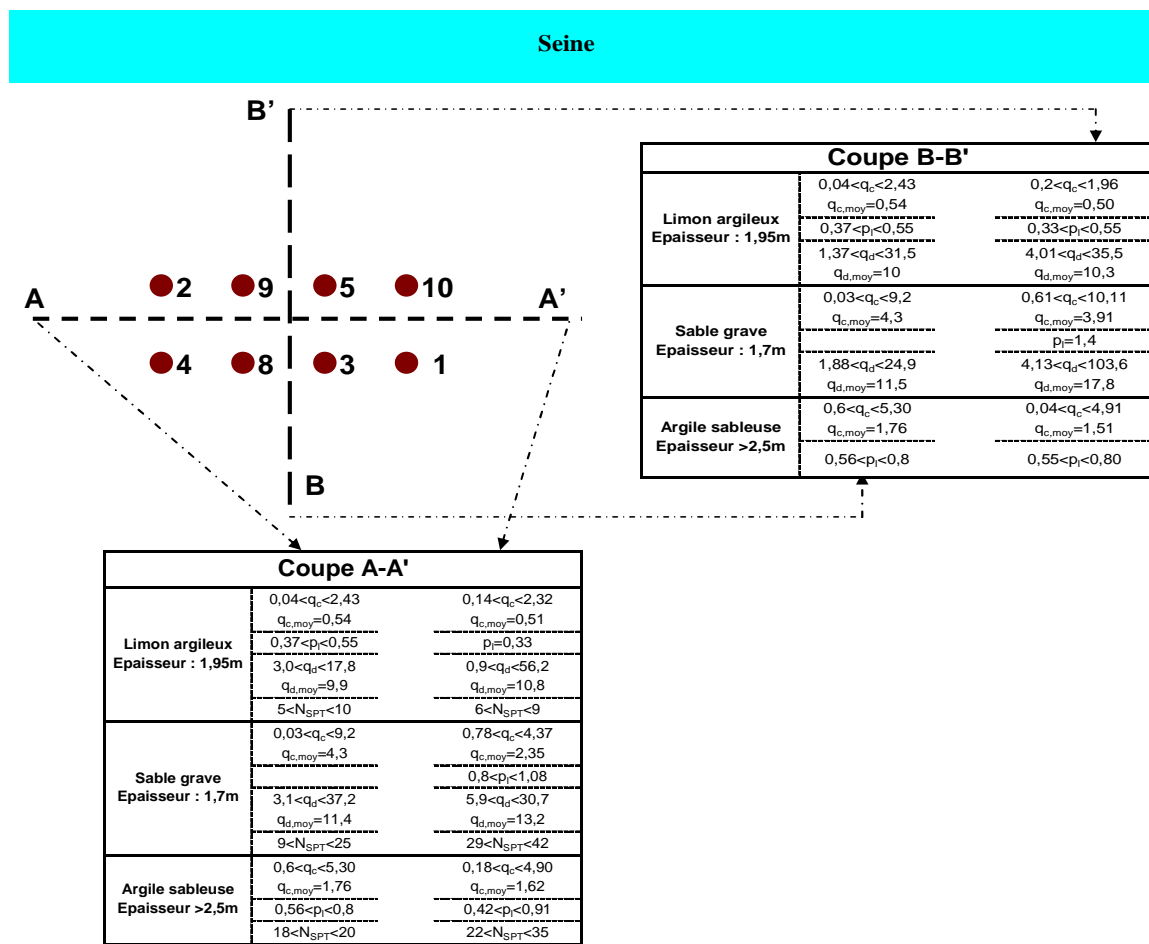


Figure IV-26. Coupes géotechniques de sols longitudinale (AA') et transversale (BB')

Les caractéristiques géotechniques de chaque couche de sol détaillées sur les coupes AA' et BB' montre qu'un seul modèle géotechnique peut être établi pour le site expérimental. Les valeurs caractéristiques moyennes des couches de sol sous-jacentes au remblai établies à partir des sondages sont présentées dans le Tableau IV-8.

Tableau IV-8. Récapitulatif des propriétés de résistance des couches de sol

Couche (Epaisseur) (m)	Profondeur de fin de couche (m)	q_d (MPa)	p_l (MPa)	q_c (MPa)	N_{SPT}	Norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012)
Limon argileux (1,95)	2,50	$5,2 < q_d < 19,2$ $q_{d,moy} = 10,3$	$0,21 < p_l < 0,55$ $p_{l,moy} = 0,4$	$0,1 < q_c < 2,8$ $q_{c,moy} = 0,5$	$5 < N_{SPT} < 8$	Très mous $p_l < 0,4$ MPa $q_c < 1$ MPa
Sable grave (1,70)	4,20	$7,5 < q_d < 41,1$ $q_{d,moy} = 14,3$	$0,80 < p_l < 1,40$ $p_{l,moy} = 1$	$1,1 < q_c < 10$ $q_{c,moy} = 4,5$	$18 < N_{SPT} < 38$	Denses $p_l = 1$ à 2 MPa $q_c = 10$ à 20 MPa
Argile sableuse (>2,50)	>6,70	X	$0,42 < p_l < 0,91$ $p_{l,moy} = 0,62$	$0,5 < q_c < 6,9$ $q_{c,moy} = 1,9$	$21 < N_{SPT} < 27$	Fermes $p_l = 0,4$ à 1,2 MPa $q_c = 1$ à 2,5 MPa

Compte tenu des valeurs des pressions limites et des résistances à la pénétration statique données dans le Tableau IV-5 et le Tableau IV-6, le limon argileux peut être qualifié de très mou, les sables graves de denses et l'argile sableuse de ferme.

2.2.4 Corrélations entre les paramètres de sols

Les corrélations entre les paramètres mécaniques d'un sol ne sont valables que lorsqu'elles sont issues de phénomènes comparables. Elles ont pour objectif principal de vérifier la cohérence des essais réalisés sur site et non pas de pallier le manque d'essai. De nombreux auteurs ont établi, à partir de leur propre expérience ou des données publiées dans la littérature, des corrélations entre les propriétés de résistance caractéristiques d'un sol.

Le Tableau IV-9 présente quelques-unes de ces corrélations pour les argiles, limons et sables graves.

Tableau IV-9. Corrélations entre les propriétés de résistances des sols – données publiées dans la littérature

Auteurs	Paramètres corrélés	Nature de sol	Corrélations
Reiffsteck, (2009)	p_1, q_c, N_{SPT}	Argile et limon	$q_c/p_1=3 ; N_{SPT}/p_1=15$
		Sable et graves	$q_c/p_1=8 ; N_{SPT}/p_1=20$
Cassan, (1977), cité par Reiffsteck, (2009)	N_{SPT} et q_c (MPa)	Argile	$q_c/N_{SPT}=0,1$ à $0,2$
		Argile sableuse	$q_c/N_{SPT}=0,3$ à $0,6$
		Argile limoneuse	$q_c/N_{SPT}=0,2$
		Limon	$q_c/N_{SPT}=0,2$
		Sable	$q_c/N_{SPT}=0,5$ à $0,6$
Gonin et al., (1992), cités par Reiffsteck, (2009)	N_{SPT} et p_1	Argile plastique	$N_{SPT}/p_1=18$
		Limon	$N_{SPT}/p_1=32$
		Sable	$N_{SPT}/p_1=21$
Reiffsteck, (2009)	q_c et p_1	Argile	$(q_c-p'_0)/(p_1-p_0)=11$
		Limon	$(q_c-p'_0)/(p_1-p_0)=5$
		Sable	$(q_c-p'_0)/(p_1-p_0)=8$
Waschkowsky, (1982), cité par Reiffsteck et al., (2012)	q_d et p_1	Argile	$q_d/(p_1-p_0)=3$ (4 au-dessus de la nappe)
		Argile et limon SC	$3 < q_d/(p_1-p_0) < 5$
		Argile et limon NC	$1,4 < q_d/(p_1-p_0) < 2,5$
		Sable et graves	$5 < q_d/(p_1-p_0) < 10$

L'ensemble des sondages réalisés sur le plot expérimental permet d'établir des corrélations entre les différentes propriétés de résistance des couches de sol (Tableau IV-10).

Tableau IV-10. Corrélations entre les propriétés de résistance des sols – données expérimentales

Couche de sol	Paramètres corrélés	Nombre de valeurs	Rapport
Limon argileux	p_1 et q_d	p_1 : 9 valeurs	$q_d/p_1=25$
	q_c et N_{SPT}	q_c : 550 valeurs	$q_c/N_{SPT}=0,1$
	p_1 et N_{SPT}	N_{SPT} : 4 valeurs	$N_{SPT}/p_1=14$
	p_1 et q_c	q_d : 350 valeurs	$q_c/p_1=1,25$
Sable grave	p_1 et q_d	p_1 : 6 valeurs	$q_d/p_1=14,3$
	q_c et N_{SPT}	q_c : 500 valeurs	$q_c/N_{SPT}=0,225$
	p_1 et N_{SPT}	N_{SPT} : 4 valeurs	$N_{SPT}/p_1=24$
	p_1 et q_c	q_d : 420 valeurs	$q_c/p_1=4,5$
Argile sableuse	q_c et N_{SPT}	p_1 : 12 valeurs	$q_c/N_{SPT}=0,1$
	p_1 et N_{SPT}	q_c : 540 valeurs	$N_{SPT}/p_1=35$
	p_1 et q_c	N_{SPT} : 4 valeurs	$q_c/p_1=3$

Les valeurs des ratios q_d/p_1 dans le limon argileux et les sables graves (Tableau IV-10) sont supérieures à celles publiées dans la littérature. Ces ratios atteignent respectivement 25 et 15

dans le limon argileux et les sables graves, tandis que ceux présentés dans le Tableau IV-9 n'excèdent pas 10. Un pénétromètre dynamique léger a été utilisé sur site, ce qui n'est pas le cas de ceux utilisés pour établir les corrélations.

Les valeurs des ratios q_c/p_1 établies à partir des sondages sont inférieures à celles publiées dans la littérature.

L'ensemble des sondages réalisés, ainsi que les corrélations effectuées permettent donc de déterminer la nature des couches de sol ainsi que leurs propriétés de résistance.

2.3 Travaux de terrassement

Le remblai, dont l'épaisseur atteint 55 cm, est constitué de bitume et de dépôts organiques. Afin d'éviter le mélange du bitume avec les matériaux des couches sous-jacentes, la couche de remblai a été substituée à une couche de limon argileux.

Décaissement du terrain

La couche de remblai a été décaissée sur les 55 premiers centimètres au droit des futurs emplacements des pieux (Figure IV-27).



Figure IV-27. Décaissement de la couche de remblai

Mise en place de regards en béton

Des regards en béton, de dimensions 60 cm×60 cm×40 cm, à section carrée, ont été déposés dans la zone décaissée. Ils reposaient sur la couche de limon argileux (Figure IV-28).

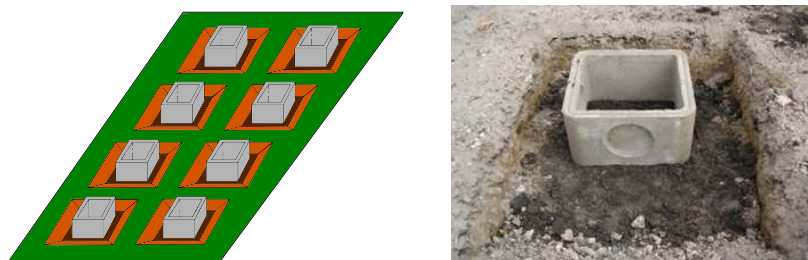


Figure IV-28. Mise en place des regards en béton

Remblaiement des regards en béton

L'intérieur et l'extérieur des regards en béton ont été remblayés avec du limon argileux prélevé dans la couche sous-jacente au remblai (Figure IV-29).



Figure IV-29. Remblaiement des regards en béton

2.4 Massif de réaction

Le massif de réaction construit pour les essais de chargement était constitué de 10 micropieux, dimensionnés avec les règles de calcul établies dans le Fascicule 62 Titre V (MELT, 1993) : seule la résistance de frottement des micropieux a été prise en compte, la résistance de pointe étant considérée comme nulle.

Au final, 10 barres de forage R38 de 38 mm de diamètre, ancrées à 15 m de profondeur et distantes en moyenne de 1,20-1,30 m ont été mises en place dans le terrain. Le massif de réaction a été réalisé par le LRPC de Rouen en injectant directement le coulis de ciment dans les barres de forage (Figure IV-30).

Chaque essai de chargement sollicitait quatre micropieux en traction.

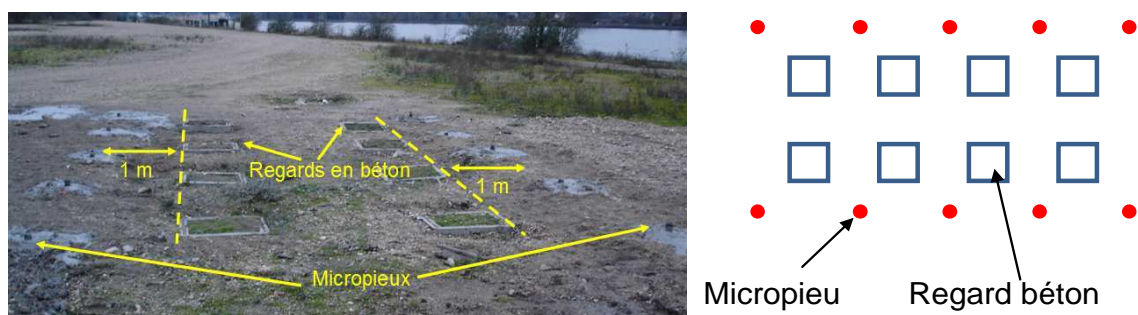


Figure IV-30. Plot expérimental avec les micropieux

2.5 Battage des pieux en bois

2.5.1 Caractéristiques du marteau et casque de battage

Le marteau utilisé lors du battage était de marque PAJOT et pesait 600 kg (Figure IV-31). La masse du piston était égale à 83 kg. Il développait une énergie par coup comprise entre 2100 et 2360 Joules, équivalent à la chute d'une masse frappante de 83 kg d'une hauteur fictive de 2,63 m.



Figure IV-31. Caractéristiques du marteau

Un casque de battage a été mis en place sur la tête des pieux afin de les protéger des chocs du marteau et d'éviter leur fissuration ou leur éclatement. Le casque était constitué de trois plats métalliques. Une fois posé sur la tête des pieux, le casque a été rendu solidaire de la tête avec des tirefonds qui traversaient les plats du casque et se vissaient dans la tête. Un HEB 200 a été soudé sur la partie supérieure du casque et jouait le rôle de raccord avec le marteau (Figure IV-32).

Les pieux n'ayant pas été guidés durant la phase de battage, certains étaient inclinés par rapport à la verticale une fois dans le sol.

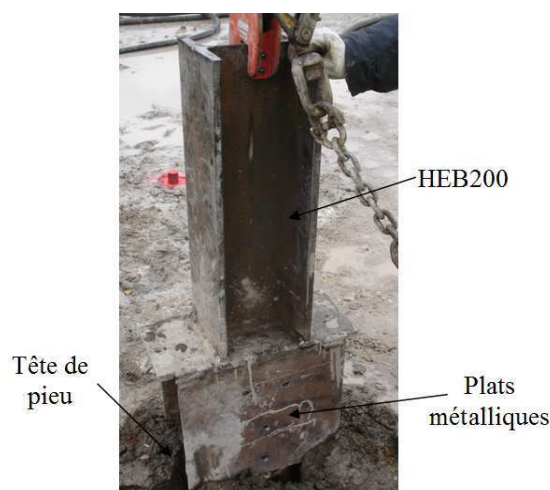


Figure IV-32. Casque de battage

2.5.2 Plan d'implantation des pieux

La Figure IV-33 présente le plan d'implantation des pieux en bois battus dans le sol. Ils étaient distants les uns des autres d'environ 2 m, permettant ainsi de ne pas tenir compte des effets de groupe.

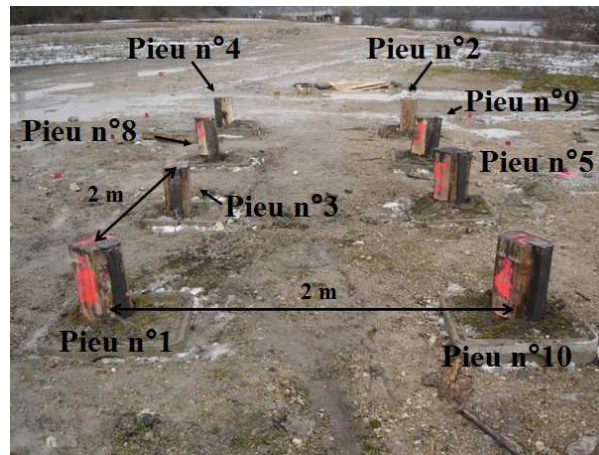


Figure IV-33. Plan d'implantation des pieux en bois

2.5.3 Courbes de battage

Le nombre de coups donnés par le marteau a été enregistré en fonction de la profondeur de pénétration de chaque pieu dans le sol. L'enregistrement permet de tracer les courbes de battage, présentées sur la Figure IV-34.

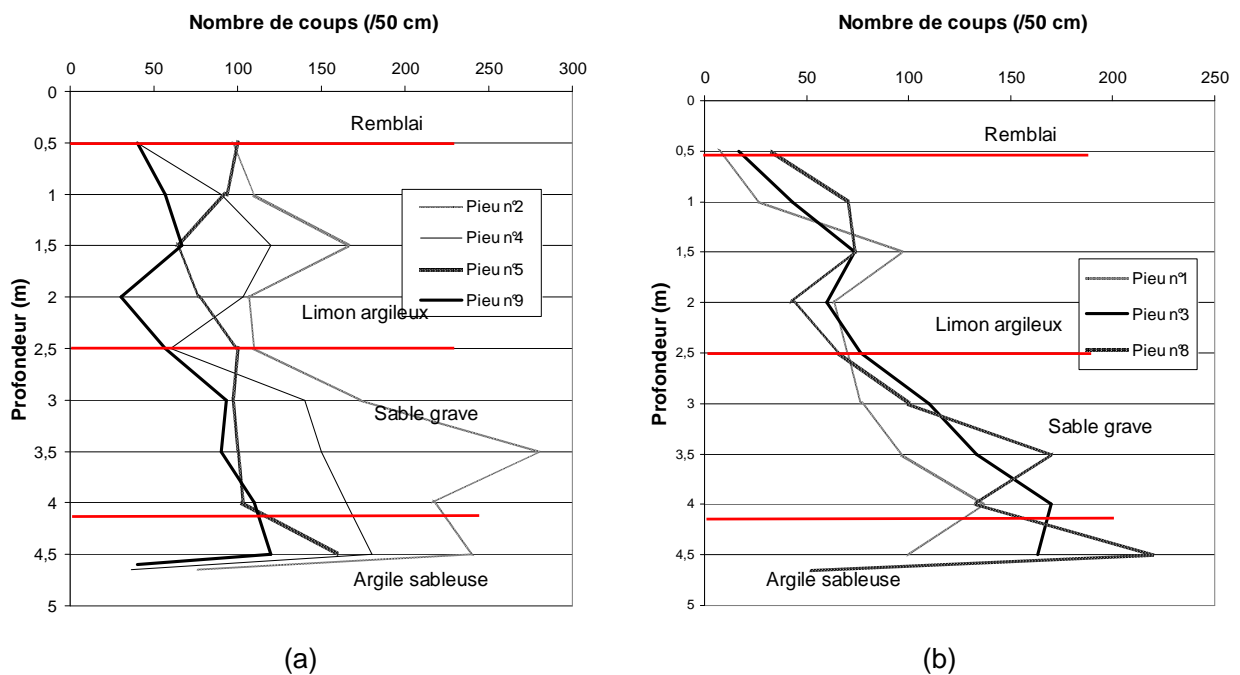


Figure IV-34. Courbes de battage des pieux n°2, n°4, n°5, n°9 (a) et n°1, n°3, n°8 (b)

La Figure IV-34 montre que, pour un même enfoncement, le nombre de coups donnés aux pieux augmente en fonction de la profondeur de pénétration dans le sol. Le nombre de coups enregistré pour obtenir un enfoncement de 50 cm dans les sables graves est supérieur à celui enregistré dans le limon argileux pour un même enfoncement. Cette augmentation (particulièrement visible sur la Figure IV-34b, c'est-à-dire pour les pieux n°1, n°3 et n°8) est en accord avec les caractéristiques géotechniques du terrain présentées dans le Tableau IV-8.

Les formules de battage (Chapitre V, § 1.1.2) permettent d'estimer, à partir du nombre de coups en fonction de la profondeur, les résistances dynamiques des pieux en bois.

Ces résistances sont calculées dans le Chapitre V, § 2.2 et comparées aux portances limites des pieux mesurées lors des essais de chargement.

2.5.4 Puissance sonore induite par le battage des pieux

Le niveau acoustique L_{Aeq} (exprimé en dBA) émis par le battage des pieux en bois a été mesuré avec des sonomètres placés à différentes distances (5, 10, 15, 20 et 25 m) du trépideur. Le Tableau IV-11 et la Figure IV-35 présentent les valeurs enregistrées sur site, ainsi que l'évolution du niveau sonore en fonction de la distance au trépideur.

Tableau IV-11. Niveau acoustique mesuré sur site

L_{Aeq} (dBA)	5 m	10 m	15 m	20 m	25 m
Pieu n°2	113	110	104	102	99
Pieu n°8	111	106	102	100	99
Pieu n°9	114	108	104	100	98

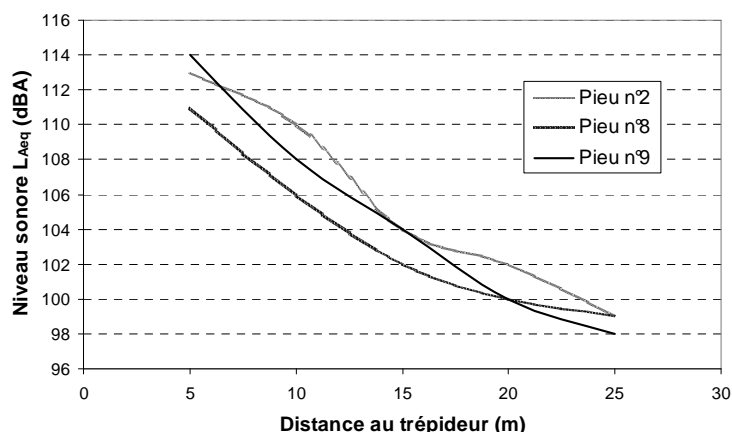


Figure IV-35. Evolution du niveau sonore en fonction de la distance au trépideur

Dans le cas de nuisances sonores, la législation en vigueur impose de prendre en compte le temps d'exposition à la source sonore, la puissance de la source, sa stabilité et sa variabilité. Il convient donc de limiter le temps d'exposition au bruit en fonction de sa puissance.

Selon la Réglementation Bruit Bâtiment, fixée par le Code de la Santé Publique, le Code du Travail ainsi que le Code Général des Collectivités Territoriales, le niveau d'exposition quotidien au bruit (moyenne du bruit subi par un salarié durant une journée de travail de 8 heures, en dB(A)) ne doit pas dépasser 87 dBA.

Le battage d'un pieu en bois durant en moyenne entre 3 et 5 minutes, le niveau sonore émis par le trépideur était donc conforme à la législation.

2.6 Réalisation et résultats des essais de chargement

2.6.1 Nature des essais

Les huit pieux en bois battus sur le plot expérimental ont été chargés en compression, selon la procédure établie dans la norme NF P 94-150-1 (AFNOR, 1999) et le mode opératoire LCPC. Comme indiqué dans le Chapitre IV, § 1.4, le dispositif d'instrumentation des pieux dans lequel ont été introduits les extensomètres amovibles préalablement aux essais de chargement a permis de séparer le terme de pointe de la résistance de frottement.

2.6.2 Montage et matériel utilisé

Le massif de réaction était composé d'une poutre de chargement constituée de deux HEB 900 accolés et soudés de 6,50 m de long. Deux traverses, chacune constituée de deux IPE 180 (entraxe de 4 cm entre les deux IPE) avec renforts au niveau de l'âme de 3 m de long étaient posées perpendiculairement aux extrémités de la poutre (Figure IV-36). Des barres de forage R38 assuraient la transmission des efforts aux micropieux.

La poutre reposait, entre deux essais de chargement, sur deux tours d'échafaudages distantes de 3 m.

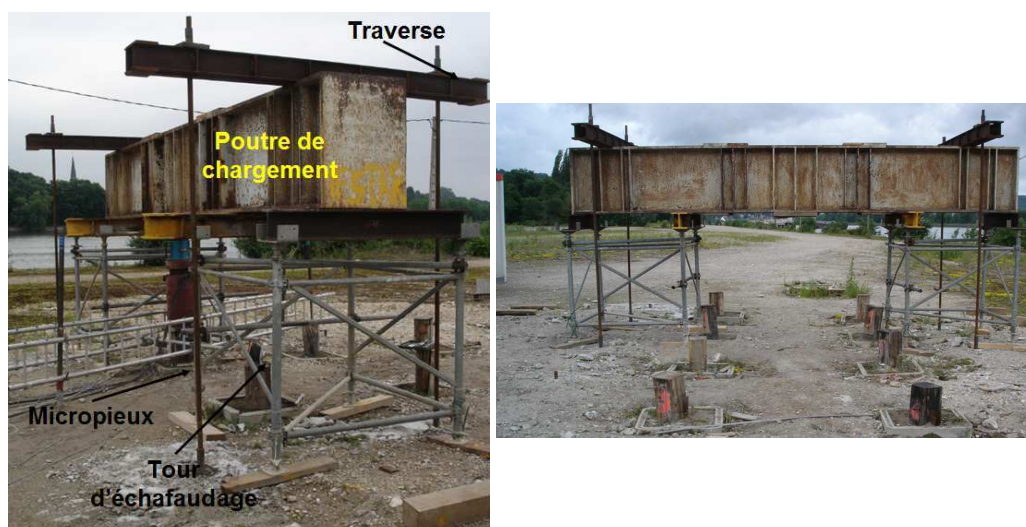


Figure IV-36. Massif de réaction

Les efforts en tête des pieux ont été appliqués à l'aide d'un vérin de 3 MN et d'une pompe hydraulique à pilotage manuel. Ils étaient contrôlés avec un manomètre 0-100 MPa et un peson annulaire de capacité maximale 2,5 MN. Une rotule a été installée au-dessus du vérin afin de limiter la transmission des moments de flexion pouvant apparaître du fait d'un léger excentrement dû à la mise en place des pieux dans le sol. Des plaques métalliques, posées sur la rotule, assuraient le contact entre la poutre de chargement et la rotule (Figure IV-37).

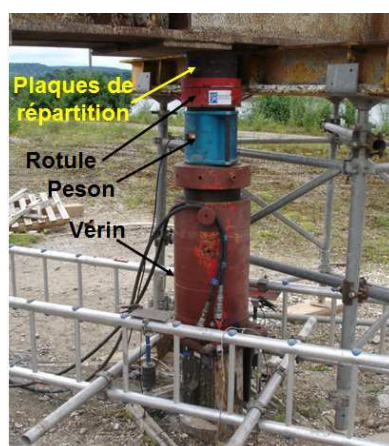


Figure IV-37. Dispositif de chargement

L'enfoncement des pieux dans le sol a été mesuré avec quatre capteurs potentiométriques de course 100 mm, également répartis sur la périphérie et montés sur des bases de référence fixes.

Malgré la protection de la tête des pieux avec un casque métallique lors du battage, certaines ont fissuré par endroit sous l'impulsion des coups du trépideur. Un casque de protection a donc été mis en place durant les essais afin de limiter la fracturation des têtes (Figure IV-38).

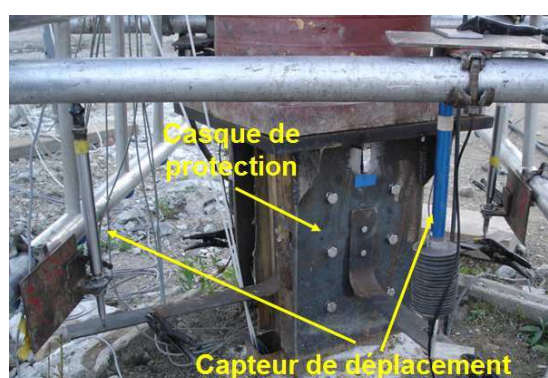


Figure IV-38. Casque de protection et capteurs de déplacement

2.6.3 Programme expérimental

Le premier essai de chargement a été réalisé sur le pieu n°10 en chêne, non instrumenté avec des extensomètres amovibles. La norme NF P 94-150-1 (AFNOR, 1999) recommande d'appliquer les charges par incréments égaux à $0,1 R_{c,cal}$, pendant une durée égale à 1 heure. Le pieu a donc été chargé par paliers égaux à 50 kN, sa portance limite ayant été évaluée à 500 kN.

Selon la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012), la rupture d'un pieu circulaire sous charge axiale est atteinte lorsque l'enfoncement de la tête du pieu est supérieur à 10 % de son diamètre. Ce critère a été retenu pour l'essai de chargement du pieu n°10 (soit un enfoncement maximum de la tête égal à 27 mm (Tableau II-1)).

Lors de l'essai de chargement, la portance limite du pieu n°10 a été mesurée à 190 kN (Figure IV-40). Les deux premiers paliers ont duré 30 minutes et les deux derniers 60 minutes.

Ce premier essai a permis de modifier et d'ajuster les valeurs des incréments de charge pour les autres essais. Les paliers de chargement ont été fixés à 20 kN, conformément à la norme NF P 94-150-1 (AFNOR, 1999).

Le critère de rupture des pieux établi dans la norme NF P 94-150-1 (AFNOR, 1999) a été conservé pour les six autres essais de chargement (les paliers de chargement du pieu n°1 ont néanmoins été modifiés suite à un problème de mesure sur le peson). Ils ont été arrêtés lorsque l'enfoncement de la tête des pieux a atteint 10 % de leur diamètre, soit un enfoncement compris entre 22 et 32 mm en fonction des valeurs des diamètres indiquées dans le Tableau IV-1.

La Figure IV-39 présente la durée des incréments de charge retenue pour les six autres essais de chargement.

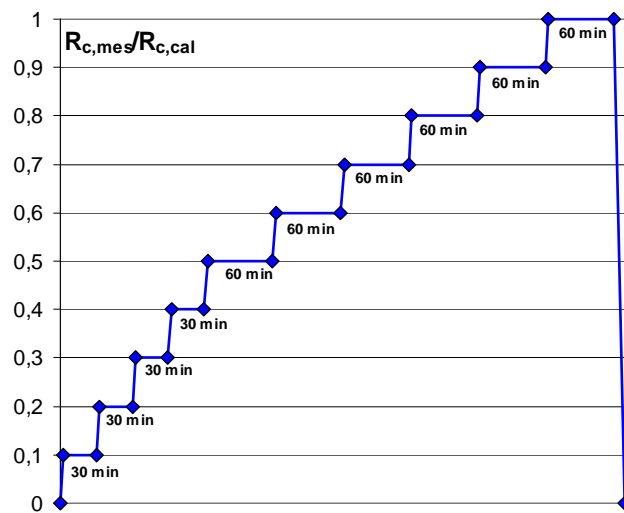


Figure IV-39. Durée des incréments de charge

2.6.4 Résultats des essais de chargement

2.6.4.1 Portances limites des pieux

Courbes de chargement

Les huit essais de chargement permettent de comparer les comportements mécaniques des différentes essences de bois dans le sol. L'évolution du déplacement de la tête des pieux en fonction de la charge appliquée est représentée sur la Figure IV-40.

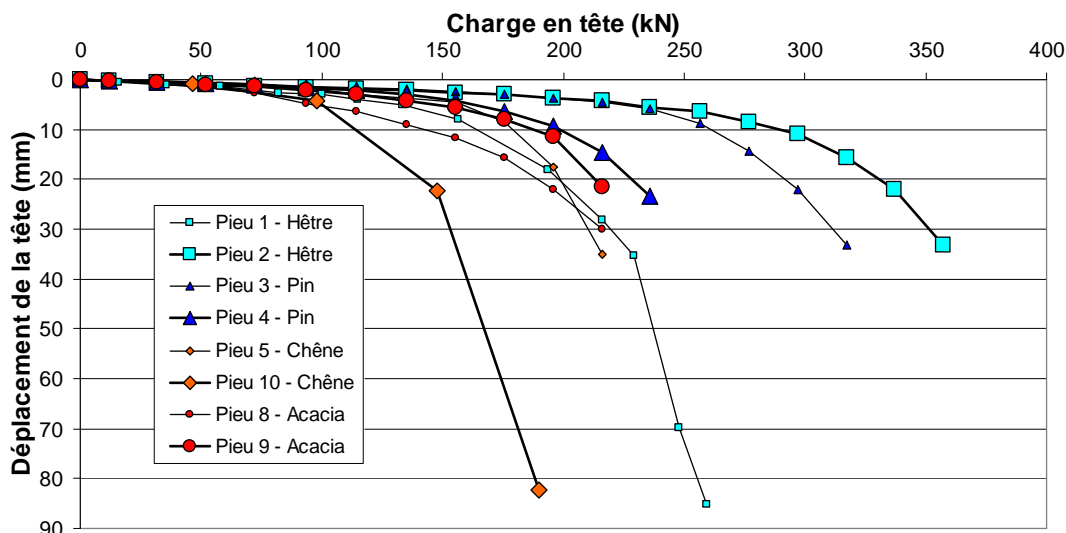


Figure IV-40. Evolution du déplacement de la tête des pieux en fonction de la charge appliquée en tête

Le pieu n°2 (hêtre) présente la portance limite la plus élevée. Elle est égale à 358 kN, celle du pieu n°1 (hêtre) atteint 260 kN.

Les portances limites des pieux n°3 (pin) et n°4 (pin) atteignent respectivement 317 et 236 kN.

Les deux pieux en chêne présentent des portances limites similaires, égales à 190 kN (pieu n°10) et 216 kN (pieu n°5). Celles des deux pieux en acacia sont identiques et égales à 216 kN.

Les valeurs élevées des paliers de chargement appliqués en tête du pieu n°10 permettent d'expliquer la forme particulière de sa courbe de chargement (Figure IV-40) par rapport à celles des autres pieux.

La Figure IV-41 présente l'évolution de la contrainte de chargement appliquée en tête des pieux en fonction du déplacement mesuré en tête.

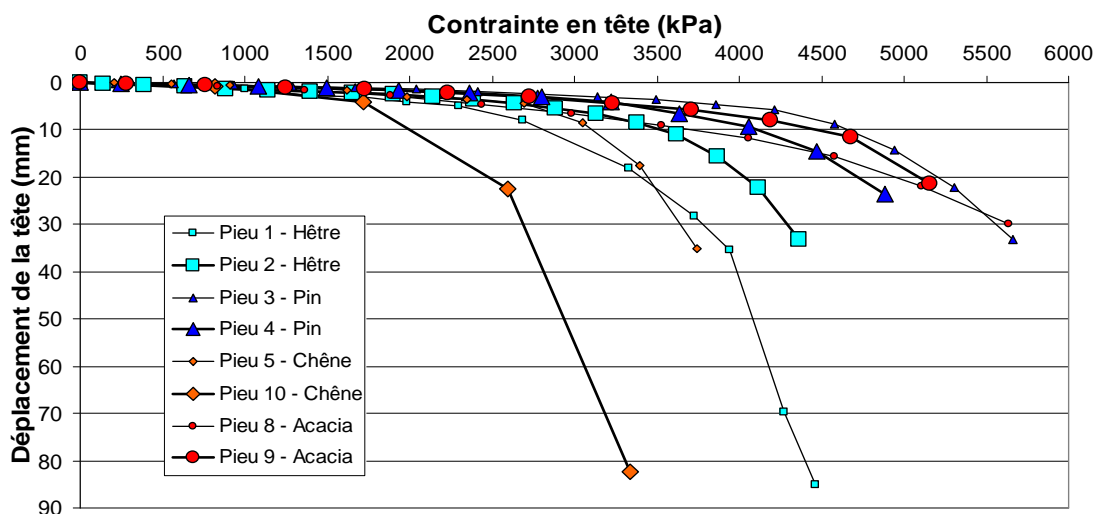


Figure IV-41. Evolution du déplacement de la tête des pieux en fonction de la contrainte appliquée en tête

Deux catégories de pieux peuvent être mises en évidence sur la Figure IV-41 :

- La première, constituée des pieux en acacia et en pin, présente des contraintes de chargement limites $\sigma_{c,mes}$ comprises entre 4900 et 5660 kPa. Les contraintes maximales mesurées en tête des pieux en acacia diffèrent de 477 kPa, tandis que celles mesurées en tête des pieux en pin diffèrent de 776 kPa ;
- La deuxième catégorie, constituée des pieux en chêne et en hêtre, présente des contraintes de chargement limites $\sigma_{c,mes}$ plus faibles et comprises entre 3340 et 4460 kPa. Les contraintes maximales mesurées en tête des pieux en chêne diffèrent de 406 kPa, tandis que celles mesurées en tête des pieux en hêtre diffèrent de 98 kPa.

Selon la norme NF EN 338 (AFNOR, 2009), les valeurs caractéristiques de la résistance à la compression axiale des résineux et des feuillus (notées $f_{c,0,k}$) sont respectivement comprises entre 16 et 29 MPa et entre 18 et 34 MPa.

Les résistances en compression axiale et les limites élastiques des éprouvettes de bois mesurées par Navi et Heger, (2005) et Natterer et al., (2004) (Chapitre I, § 1.4.2.1) sont respectivement égales à 40 et 33 MPa et à 38 et 35 MPa.

Les contraintes appliquées sur les pieux en bois (en moyenne égales à 5,2 MPa) sont donc 3 à 5 fois plus faibles que les valeurs caractéristiques de la résistance à la compression axiale établies dans la norme NF EN 338 (AFNOR, 2009).

Elles sont également 6 à 7 fois plus faibles que les limites élastiques mesurées par Navi et Heger, (2005) et Natterer et al., (2004).

On considérera donc, dans la suite du chapitre, que les différents tronçons des pieux présentaient un comportement élastique lors des essais de chargement.

Vitesse d'enfoncement des pieux

La vitesse d'enfoncement critique correspond au seuil critique à partir duquel sont mesurées de grandes vitesses d'enfoncement du pieu pour une faible augmentation de la charge appliquée en tête. Les taux de mobilisation des résistances de frottement et de pointe sont alors maximaux.

La charge correspondant à la vitesse d'enfoncement critique ($R_{critique}$) est déterminée graphiquement comme l'abscisse du point d'intersection entre les deux asymptotes tracées de part et d'autre du point d'inflexion de la courbe. Le tassement de la tête des pieux a été mesuré entre 3 et 25 minutes (palier de 30 minutes) ou entre 3 et 55 minutes (palier de 60 minutes).

La Figure IV-42 et la Figure IV-43 présentent la vitesse d'enfoncement des pieux (exprimée en mm/min) en fonction des charges et contraintes appliquées en tête.

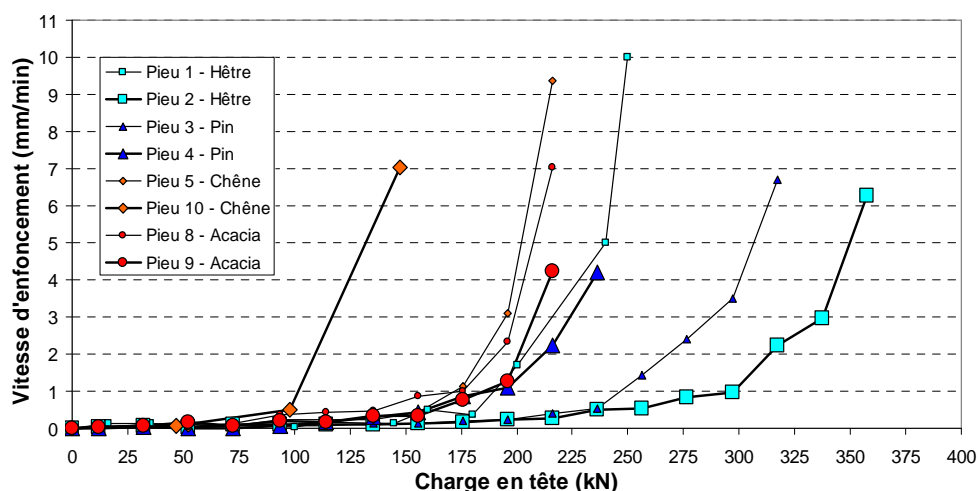


Figure IV-42. Evolution de la vitesse d'enfoncement des pieux en fonction de la charge appliquée en tête

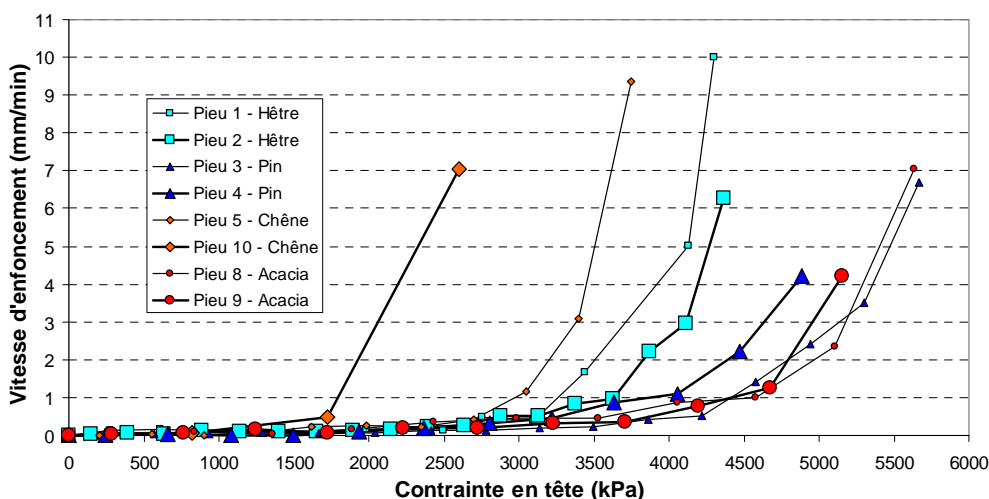


Figure IV-43. Evolution de la vitesse d'enfoncement des pieux en fonction de la contrainte appliquée en tête

Synthèse

Le Tableau IV-12 récapitule les valeurs des portances et des contraintes limites des différents pieux, ainsi que les charges et les contraintes correspondant à la vitesse d'enfoncement critique.

Tableau IV-12. Portances et contraintes limites des pieux en bois

	Pieu n°1 Hêtre	Pieu n°2 Hêtre	Pieu n°3 Pin	Pieu n°4 Pin	Pieu n°5 Chêne	Pieu n°10 Chêne	Pieu n°8 Acacia	Pieu n°9 Acacia
$R_{c,mes}$ (kN)	260	358	317	236	216	190	216	216
$R_{critique}$ (kN)	225	295	240	200	175	140	185	175
$R_{critique}/R_{c,mes}$ (%)	86,5	82,5	75,7	84,7	87,5	73,8	85,6	81,0
$\sigma_{c,mes}$ (MPa)	4,46	4,36	5,66	4,89	3,75	3,34	5,63	5,16
Classe	C30	C30	C30	C30	D35	D35	D35	D35
$f_{c,o,k}$ (MPa)	23	23	23	23	25	25	25	25
$\sigma_{c,mes}/f_{c,o,k}$ (%)	19,4	18,9	24,6	21,2	15,0	13,4	22,5	20,6
$\sigma_{critique}$ (MPa)	3,75	4,00	4,96	4,10	3,15	1,72	4,94	4,53
$\sigma_{critique}/\sigma_{c,mes}$ (%)	84,1	91,7	87,6	83,8	84,0	50,6	87,7	87,8

Les contraintes σ_{critique} correspondant aux vitesses d'enfoncement critique sont égales en moyenne à 86 % des portances limites des pieux mesurées (Tableau IV-12) (mis à part le pieu n°10 pour lequel le ratio $\sigma_{\text{critique}}/\sigma_{\text{c,mes}}$ vaut 50,6 %).

Les contraintes limites $\sigma_{\text{c,mes}}$ appliquées sur les pieux en bois sont égales en moyenne à 21 % des valeurs caractéristiques de la résistance à la compression axiale établies dans la norme NF EN 338 (AFNOR, 2009).

2.6.4.2 Méthodes de calcul des efforts et incertitudes

Discrétisation du pieu en tronçons

Les pieux en bois ont été discrétisés en 5 tronçons de 75 cm de longueur, notés de A à E (Figure IV-44) et instrumentés avec un chapelet d'extensomètres constitués de jauges de déformation et de bloqueurs (Chapitre IV, § 1.4).

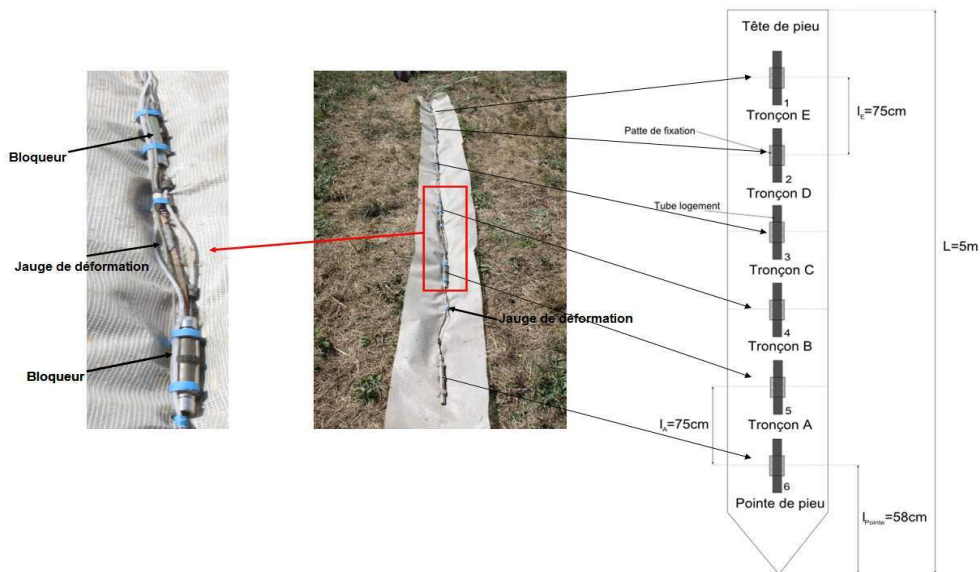


Figure IV-44. Instrumentation des pieux en bois avec les extensomètres amovibles

Calcul de la résistance de frottement et du frottement latéral unitaire des tronçons

La déformation ε_i de chaque tronçon i des pieux est proportionnelle à la charge R_i :

$$R_i = E_{\text{bois}} S_{\text{trans},i} \varepsilon_i = E_{\text{bois}} A_{\text{trans},i} \frac{\Delta l_i}{l_i} \quad (29)$$

avec E_{bois} le module d'élasticité du pieu, $A_{\text{trans},i}$, l_i et Δl_i la section transversale, la longueur et la déformation du tronçon i .

Le frottement latéral unitaire $q_{s,\text{mes},i}$ du tronçon i est calculé à partir de l'expression suivante :

$$q_{s,\text{mes},i} = \frac{R_i - R_{i+1}}{A_{\text{lat},i}} \quad (30)$$

avec $A_{\text{lat},i}$ la surface latérale du tronçon i en contact avec le sol, définie à partir de la géométrie du pieu (Tableau II-1).

Le tube en acier à section rectangulaire de 8 cm de largeur et 4,63 m de longueur protégeant le chapelet d'extensomètres était situé sur la surface latérale du pieu (Chapitre IV, § 1.4). La résistance de frottement de ce tube dans le sol, calculée à partir des règles établies dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012), est égale à 12 kN. Sa valeur est soustraite à celle du frottement mesurée pour l'ensemble « pieu en bois + tube en acier » afin de ne retenir que les valeurs de la résistance de frottement des pieux en bois dans le sol.

Calcul de la résistance de la pointe

Le bloqueur n°6 étant situé à 58 cm au-dessus de l'extrémité de la pointe du pieu (Figure IV-44), l'absence de jauge de déformation au niveau de la pointe ne permet pas de mesurer directement la résistance de la pointe.

Elle est alors calculée en extrapolant l'effort repris par le tronçon A : la différence des efforts repris par la pointe ($R_{b,mes}$) et le tronçon A (R_A) est supposée égale à celle des efforts repris par les tronçons A et B (R_B), au prorata des longueurs des tronçons :

$$R_{b,mes} = R_A - \frac{R_B - R_A}{l_b / l_A} \quad (31)$$

La résistance de pointe unitaire est obtenue en divisant la résistance de pointe par la section transversale de la pointe des pieux.

Incertitude relative sur les résultats des mesures

Les étalonnages des jauges de déformation en laboratoire avant et après les essais de chargement permettent d'évaluer l'incertitude relative sur les mesures des efforts et des frottements latéraux unitaires. L'incertitude sur les déformations unitaires varie, selon les rubans, entre 0,3 et 2 % (avec une incertitude moyenne sur les 5 rubans égale à 0,9 %).

Les incertitudes liées à l'instrumentation des pieux, à leur inclinaison dans le sol ainsi qu'à l'excentrement de la charge appliquée lors des essais sur les valeurs du frottement latéral unitaire restent difficiles à évaluer.

L'incertitude sur la valeur de la force appliquée a été déterminée lors de l'étalonnage du peson en laboratoire et vaut 2 kN. Cette valeur est égale en moyenne à 0,8 % des portances limites des pieux mesurées sur site et sera négligée dans la suite du chapitre.

2.6.4.3 Dépouillement des essais

Principe des mesures

1^{ère} étape : Mesure des déformations élastiques des tronçons

La Figure IV-45 présente les déformations (en $\mu\text{m}/\text{m}$) du bas de chaque tronçon en fonction de la profondeur et des efforts appliqués en tête des pieux. Les courbes de chargement et de vitesse d'enfoncement du pieu n°1 (hêtre) sont également représentées.

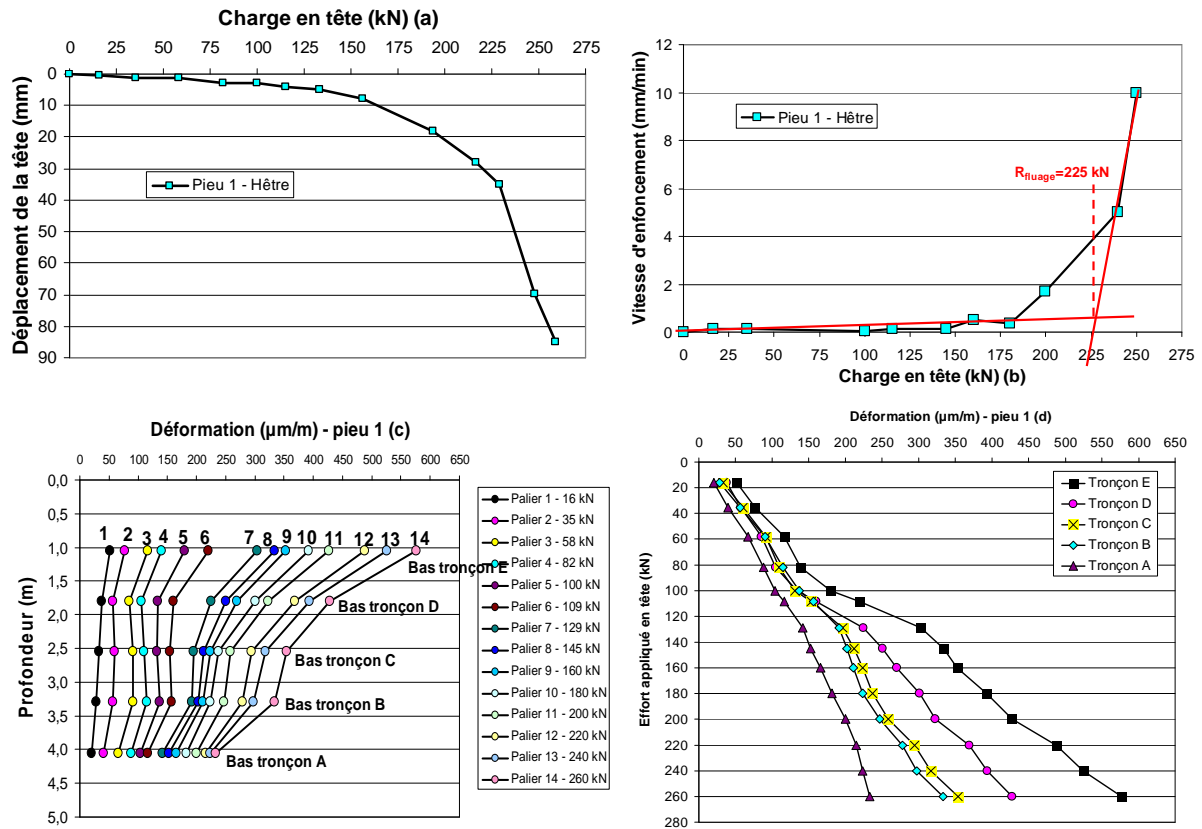


Figure IV-45. Evolution de la charge en tête du pieu n°1 en hêtre en fonction du déplacement en tête (a) et de la vitesse d'enfoncement (b); Evolution des déformations des tronçons du pieu n°1 en fonction de la profondeur (c) et de l'effort appliqué en tête (d)

D'après la Figure IV-45b, la charge correspondant à la vitesse d'enfoncement critique du pieu n°1 est égale à 225 kN. A effort constant, les déformations les plus importantes sont mesurées sur le tronçon E, situé en dessous de la tête du pieu (Figure IV-45c et Figure IV-45d). La diminution progressive des déformations du tronçon E jusqu'au tronçon A montre que chaque tronçon reprend une partie de l'effort appliqué en tête des pieux par frottement avec le sol.

2^{ème} étape : Distribution des efforts en fonction de la profondeur

Les efforts repris par les différents tronçons des pieux sont calculés à partir des déformations mesurées (Figure IV-45c), de leur longueur et du module d'élasticité global des pieux (Figure IV-46).

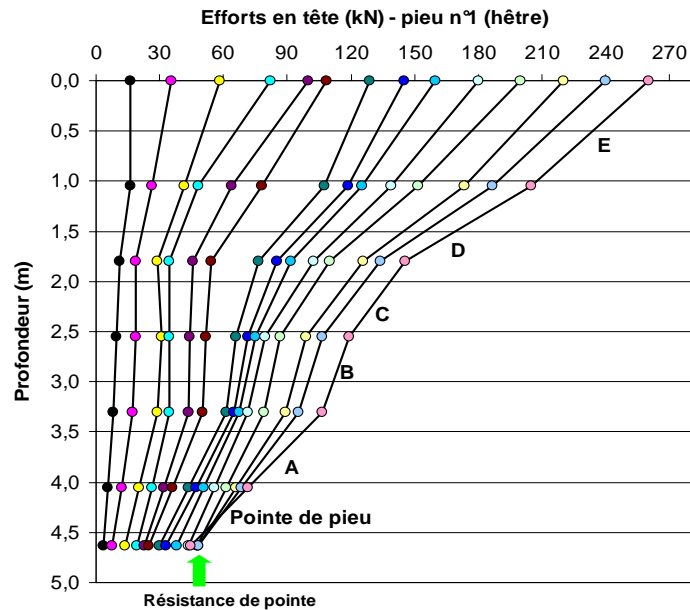


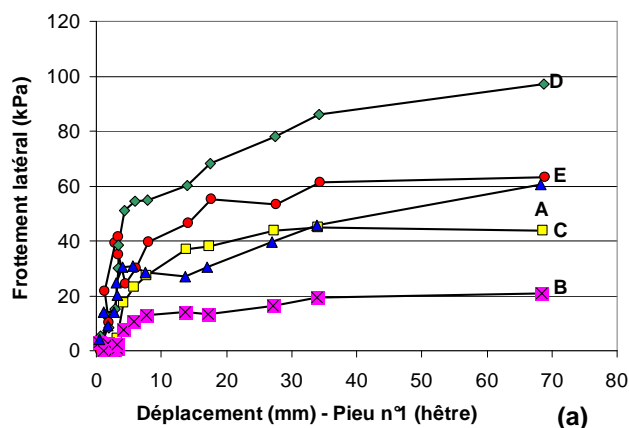
Figure IV-46. Distribution des efforts en fonction de la profondeur (pieu n°1 – hêtre)

3^{ème} étape : Evolution du frottement latéral unitaire des tronçons en fonction de leur déplacement et calcul de la résistance de pointe

Le frottement latéral unitaire q_{si} repris chaque tronçon i du pieu est calculé à partir de l'expression suivante (Chapitre IV, § 2.6.4.2) :

$$q_{si} = \frac{R_i - R_{i+1}}{A_{lat,i}} \quad (32)$$

La Figure IV-47a présente l'évolution du frottement latéral unitaire des tronçons du pieu n°1 en fonction de leur déplacement dans le sol.



Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	$q_{s, \text{pieu 1}}$ (MPa)	$q_{p, \text{pieu 1}}$ (MPa)
Limon argileux	1,05	E	0,060	
Limon argileux	1,80	D	0,089	
Sable grave	2,55	C	0,041	
Sable grave	3,30	B	0,015	
Sable grave	4,05	A	0,054	
Argile sableuse	4,63	Pointe de pieu	0,057	0,95

(b)

Figure IV-47. Evolution du frottement latéral unitaire des tronçons du pieu n°1 en fonction de leur déplacement (a) et synthèse des valeurs mesurées (b)

Les courbes de mobilisation du frottement présentées sur la Figure IV-47a sont constituées d'une phase pseudo-linéaire initiale, suivie d'une phase de transition à non linéarité croissante (marquée par une rupture de pente) et d'un plateau (ou un pic) caractéristique du frottement latéral maximum mesuré entre le tronçon et le sol.

La Figure IV-46 montre que la résistance de pointe du pieu n°1 en hêtre est égale à 44 kN. La portance limite du pieu n°1 mesurée lors des essais vaut 260 kN. Sa résistance de frottement est égale à 196 kN (soit 52 kPa) et sa résistance de pointe à 44 kN (soit 950 kPa).

Cas particuliers : mesures des efforts repris par les pieux n°2 (hêtre) et n°9 (acacia)

Sur les sept pieux instrumentés avec des extensomètres amovibles (on rappelle que le pieu n°10 n'a pas été instrumenté sur site pour des raisons techniques), les pieux n°2 en hêtre et n°9 en acacia présentent des distributions d'efforts particulières : les tronçons E et D reprennent des efforts supérieurs à ceux appliqués en tête (Figure IV-48).

L'étude de ces cas particuliers est présentée pour le pieu n°2 en hêtre. Une démarche similaire a été adoptée pour le pieu n°9 en acacia.

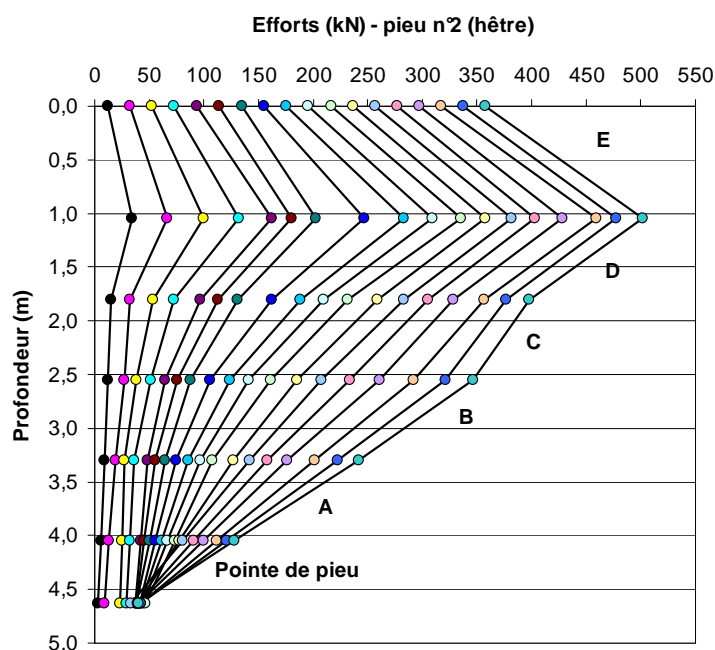


Figure IV-48. Distribution des efforts en fonction de la profondeur (pieu n°2 – hêtre)

Plusieurs hypothèses peuvent expliquer cette distribution des charges :

- Les pieux étaient inclinés par rapport à la verticale, conséquence de l'absence de guide de battage. Le dispositif d'instrumentation a été installé sur la surface latérale des pieux et non au centre de leur section. Le moment de flexion lié à l'inclinaison des pieux, conjugué à l'excentrement du dispositif d'instrumentation a pu conduire à des déformations différentielles qui sont venues s'ajouter aux déformations axiales ;
- Le bois est un matériau hétérogène et anisotrope. Son module d'élasticité varie d'un tronçon à un autre. Cependant, nous avons considéré que le module d'élasticité de chaque tronçon était égal au module d'élasticité global des pieux ;
- Suite à l'impact du trépideur sur la tête des pieux, l'apparition de fissures sur certains tronçons a pu fragiliser la structure interne du bois et conduire à des déformations importantes du bois lors de l'essai ;
- Une fois le chapelet d'extensomètres introduit dans le dispositif d'instrumentation, les bloqueurs se situaient dans les tubes de logement, solidaires des pattes de fixation vissées

dans le bois (Chapitre IV, § 1.4). Un jeu entre la patte de fixation et le bois a pu apparaître suite à la mise en tension du chapelet et à la mise sous pression des bloqueurs ;

- Les griffes des bloqueurs, une fois mis sous pression, étaient en contact avec la paroi des tubes de logement. L'eau ou les impuretés dans les tubes (dispositif d'instrumentation non étanche) ont pu entraîner un défaut d'accrochage et donc un glissement des griffes sur la paroi des tubes de logement.

Deux méthodes ont été envisagées pour corriger les distributions des charges reprises par les pieux n°2 et n°9.

Méthode n°1 : Cette méthode consiste à interpoler linéairement les efforts repris par les tronçons C, D et E et ceux mesurés en tête. Les lois de mobilisation du frottement en fonction du déplacement tiennent compte de ces modifications (Figure IV-49).

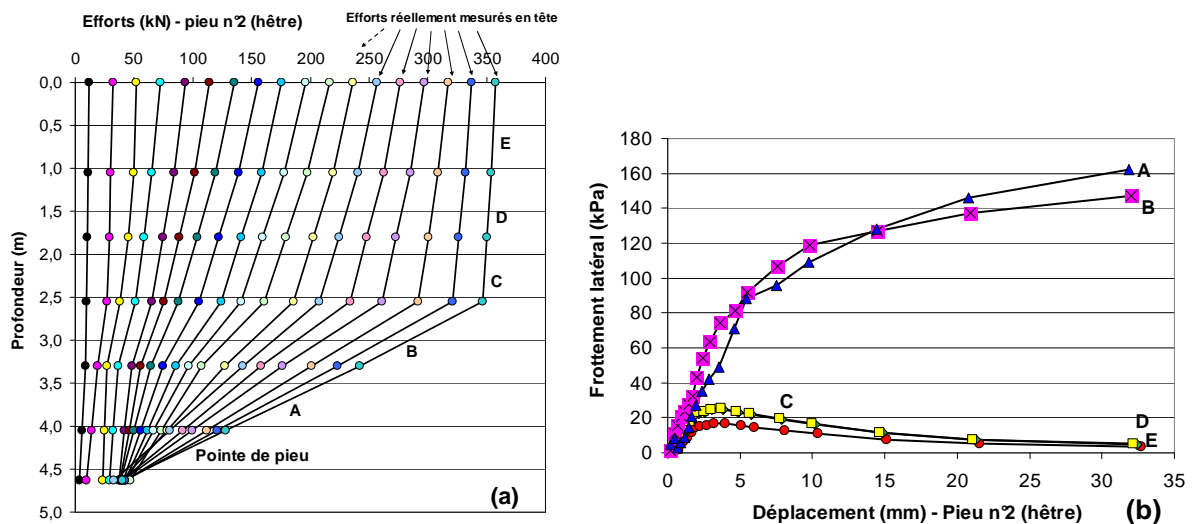


Figure IV-49. Distribution des efforts en fonction de la profondeur corrigée selon la méthode n°1 (a) et courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire (b) pour le pieu n°2 en hêtre

Méthode n°2 : Pour chaque palier de chargement, l'effort repris pour le tronçon E du pieu n°2 (respectivement du pieu n°9) en hêtre (respectivement en acacia) est supposé égal à celui repris par le tronçon E du pieu n°1 (respectivement du pieu n°8), lui aussi en hêtre (respectivement en acacia). Le pourcentage de diminution obtenu en passant de l'effort en tête à l'effort repris par le tronçon E est ensuite appliqué aux efforts repris par les autres tronçons des pieux.

La Figure IV-50 présente la distribution des efforts dans le pieu n°2 après correction, ainsi que les lois de mobilisation du frottement des tronçons.

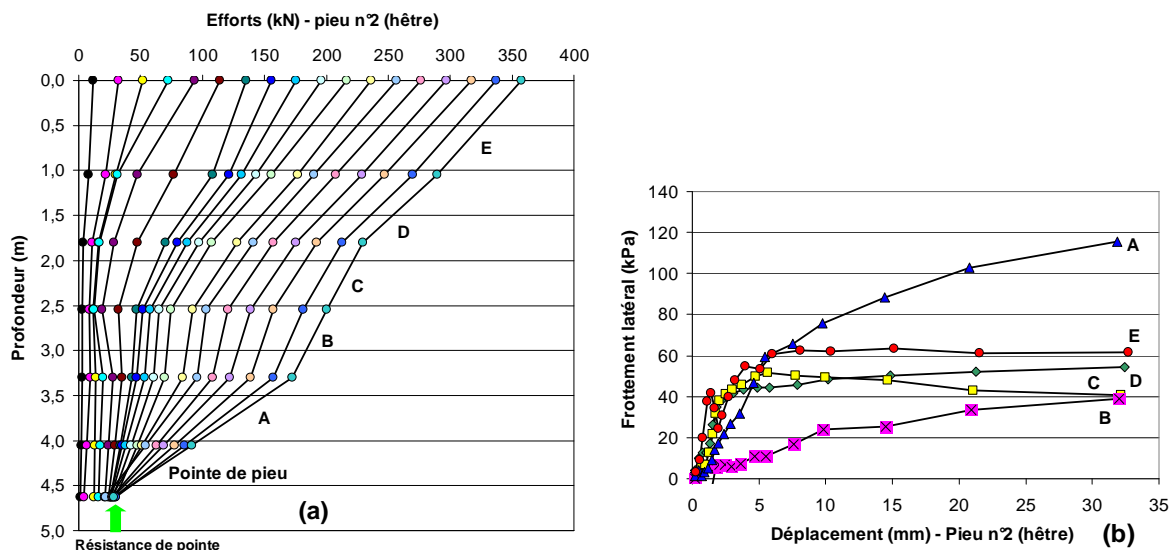


Figure IV-50. Distribution des efforts en fonction de la profondeur corrigée selon la méthode n°2 (a) et courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire (b) pour le pieu n°2 en hêtre

Le Tableau IV-13 présente les valeurs du frottement latéral unitaire du pieu n°2 (hêtre) calculées à partir des méthodes n°1 et n°2.

Tableau IV-13. Frottements latéraux unitaires des tronçons du pieu n°2 calculés selon les méthodes n°1 et 2

Tronçons	Frottements latéraux unitaires du pieu n°2 (hêtre) calculés selon la méthode n°1, $q_{s, \text{pieu n}^\circ 2, \text{méthode n}^\circ 1}$ (MPa)	Frottements latéraux unitaires du pieu n°2 (hêtre) calculés selon la méthode n°2, $q_{s, \text{pieu n}^\circ 2, \text{méthode n}^\circ 2}$ (MPa)
Tronçon E	0,017	0,062
Tronçon D	0,025	0,054
Tronçon C	0,026	0,037
Tronçon B	0,15	0,034
Tronçon A	0,16	0,11

La méthode n°1 ne modifie que les valeurs des efforts supérieures à la charge appliquée en tête, contrairement à la méthode n°2 dans laquelle un coefficient de rabatement est appliqué à l'ensemble des efforts repris par les tronçons.

Dans la mesure où la méthode n°2 tient compte du frottement latéral unitaire du tronçon E mesuré sur le pieu n°1 en hêtre (respectivement le pieu n°8 en acacia), elle a été retenue pour corriger la distribution des efforts du pieu n°2 (respectivement du pieu n°9).

La portance limite du pieu n°2 mesurée sur site vaut 358 kN. Sa résistance de frottement est égale à 290 kN (soit 64,6 kPa) et sa résistance de pointe à 34 kN (soit 500 kPa).

2.6.4.4 Rappels des résultats des mesures pour les pieux en hêtre

Le Tableau IV-14 rappelle les caractéristiques pressiométriques du sol et les valeurs du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites des deux pieux en hêtre.

Tableau IV-14. Frottement latéral et résistance de pointe unitaires limites - pieux en hêtre

Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	P ₁ (MPa)	Q _{s, pieu 1} (MPa)	Q _{s, pieu 2} (MPa)	Q _{b, pieu 1} (MPa)	Q _{b, pieu 2} (MPa)
Limon argileux	1,05	E	0,33	0,060	0,060		
Limon argileux	1,80	D	0,33	0,089	0,054		
Sable grave	2,55	C	0,55	0,041	0,037		
Sable grave	3,30	B	1,06	0,015	0,034		
Sable grave	4,05	A	1,08	0,054	0,110		
Argile sableuse	4,63	Pointe de pieu	0,56	0,057	0,113	0,92	0,50

Le Tableau IV-14 montre que les résistances des deux pieux en hêtre diffèrent :

- Les frottements latéraux unitaires limites des tronçons du pieu n°2 situés dans les sables graves sont en moyenne 1,5 fois plus élevés que ceux du pieu n°1. A l'inverse, le frottement latéral unitaire limite du tronçon D du pieu n°1 est supérieur à celui du pieu n°2 ;
- La résistance de pointe unitaire du pieu n°1 est 84 % plus élevée que celle du pieu n°2.

2.6.4.5 Distribution des charges dans les pieux en pin

La Figure IV-51 et la Figure IV-52 illustrent la distribution des efforts le long des pieux n°3 et n°4 en pin ainsi que les courbes de mobilisation du frottement en fonction du déplacement des tronçons.

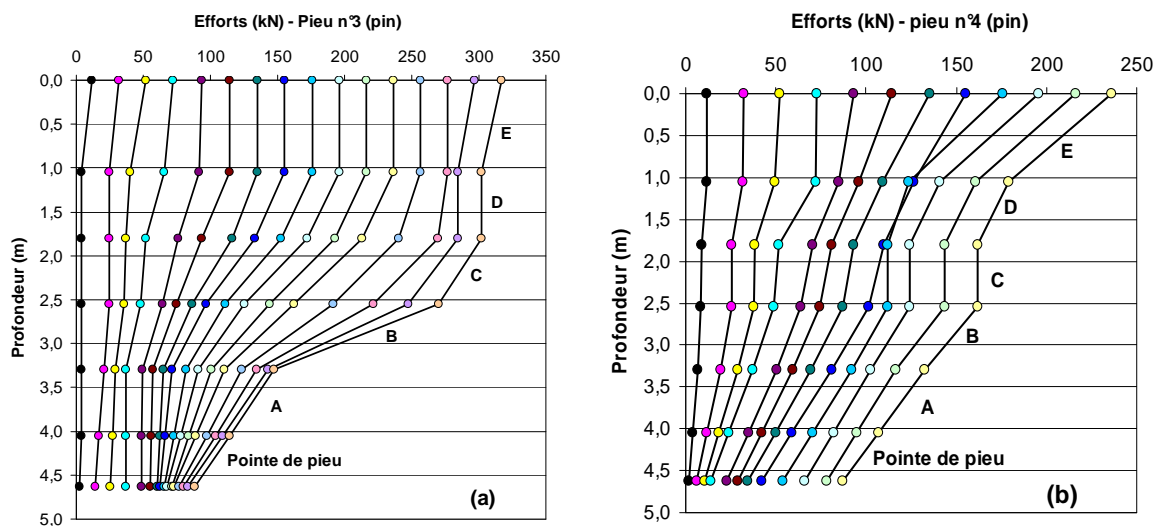


Figure IV-51. Distribution des charges le long des pieux en pin n°3 (a) et n°4 (b)

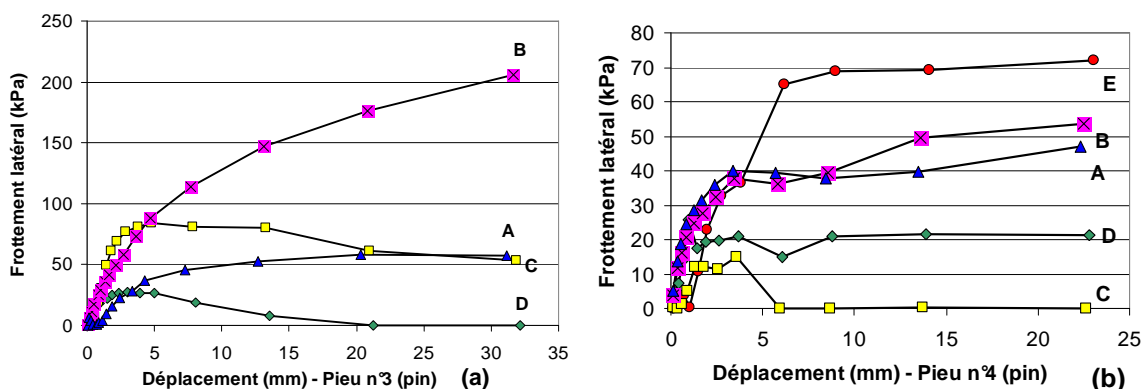


Figure IV-52. Courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire des pieux en pin n°3 (a) et n°4 (b)

La portance limite du pieu n°3 en pin vaut 317 kN. Sa résistance de frottement est égale à 218 kN (soit 58,8 kPa) et sa résistance de pointe à 92 kN (soit 2000 kPa). Les résistances de frottement et de pointe sont respectivement calculées en sommant les résistances de frottement des différents tronçons et à partir de la résistance de pointe unitaire limite dont la valeur est donnée dans le Tableau IV-15.

La portance limite du pieu n°4 en pin vaut 236 kN. Sa résistance de frottement est égale à 131 kN (soit 37,6 kPa) et sa résistance de pointe 87 kN (soit 2075 kPa).

Le Tableau IV-15 présente les caractéristiques pressiométriques du sol, ainsi que les valeurs du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites des deux pieux en pin.

Tableau IV-15. Frottement latéral et résistance de pointe unitaires limites - pieux en pin

Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	P ₁ (MPa)	q _{s, pieu 3} (MPa)	q _{s, pieu 4} (MPa)	q _{b, pieu 3} (MPa)	q _{b, pieu 4} (MPa)
Limon argileux	1,05	E	0,33	0	0,070		
Limon argileux	1,80	D	0,33	0,025	0,023		
Sable grave	2,55	C	0,55	0,080	0,011		
Sable grave	3,30	B	1,06	0,175	0,045		
Sable grave	4,05	A	1,08	0,051	0,037		
Argile sableuse	4,63	Pointe de pieu	0,56	0,055	0,040	2,00	2,08

Les frottements latéraux unitaires limites des tronçons D et E du pieu n°3 sont inférieurs à ceux des tronçons C, B et A.

Le Tableau IV-15 montre que les frottements latéraux unitaires limites des tronçons du pieu n°3 sont supérieurs à ceux du pieu n°4, quelle que soit la nature de la couche de sol.

Enfin, les résistances de pointe unitaire des deux pieux diffèrent de 4 %.

Les typologies des courbes (pic ou palier) présentées sur la Figure IV-52 semblent donc être indépendantes des propriétés mécaniques et de la nature des couches de sol : les courbes de mobilisation du frottement du tronçon D présentent soit un pic (pieu n°3), soit un palier (pieu n°4).

2.6.4.6 Distribution des charges dans le pieu en chêne

La Figure IV-53 illustre la distribution des efforts le long du pieu n°5 en chêne ainsi que les courbes de mobilisation du frottement en fonction du déplacement des tronçons.

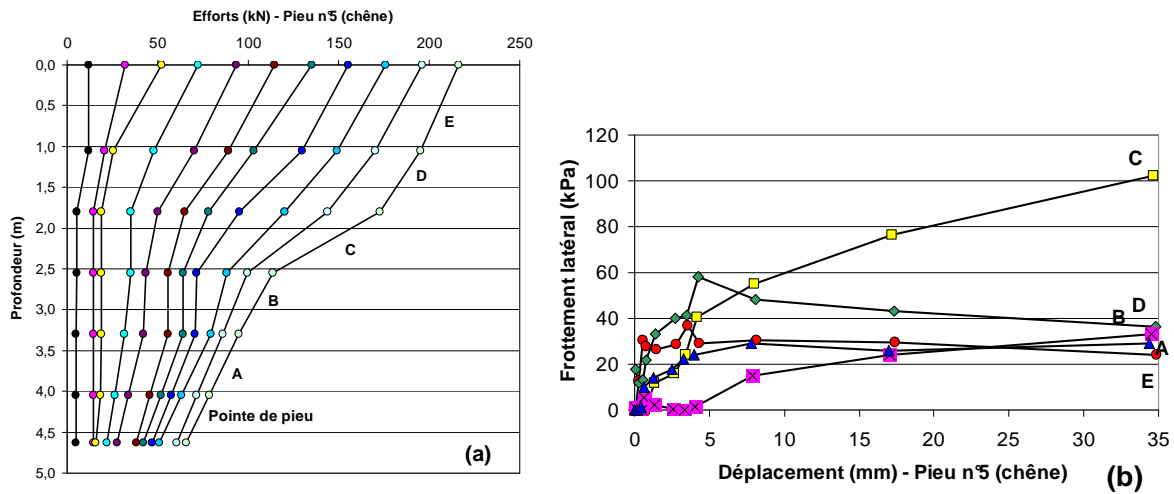


Figure IV-53. Distribution des charges (a) et courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire (b) pour le pieu n°5 en chêne

La portance limite du pieu n°5 en chêne vaut 216 kN. Sa résistance de frottement est égale à 130 kN (soit 35 kPa) et sa résistance de pointe à 66 kN (soit 1471 kPa).

Le Tableau IV-16 présente les caractéristiques pressiométriques du sol, ainsi que les valeurs du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites du pieu en chêne.

Tableau IV-16. Frottement latéral et résistance de pointe unitaires limites - pieu en chêne

Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	P_1 (MPa)	q_s , pieu 5 (MPa)	q_b , pieu 5 (MPa)
Limon argileux	1,05	E	0,33	0,026	
Limon argileux	1,80	D	0,33	0,037	
Sable grave	2,55	C	0,55	0,074	
Sable grave	3,30	B	1,06	0,022	
Sable grave	4,05	A	1,08	0,021	
Argile sableuse	4,63	Pointe de pieu	0,56	0,024	1,47

Le Tableau IV-16 montre que les frottements latéraux unitaires limites des tronçons E et D sont supérieurs à ceux des tronçons C, B et A situés dans les sables graves.

Le frottement latéral unitaire limite de la pointe du pieu dans l'argile sableuse est légèrement supérieur à celui des tronçons B et A (sables graves), alors que la pression limite mesurée dans cette couche est nettement inférieure à celle des sables graves.

2.6.4.7 Distribution des charges dans les pieux en acacia

La Figure IV-54 et la Figure IV-55 illustrent la distribution des efforts le long des pieux n°8 et n°9 en acacia ainsi que les courbes de mobilisation du frottement en fonction du déplacement des tronçons.

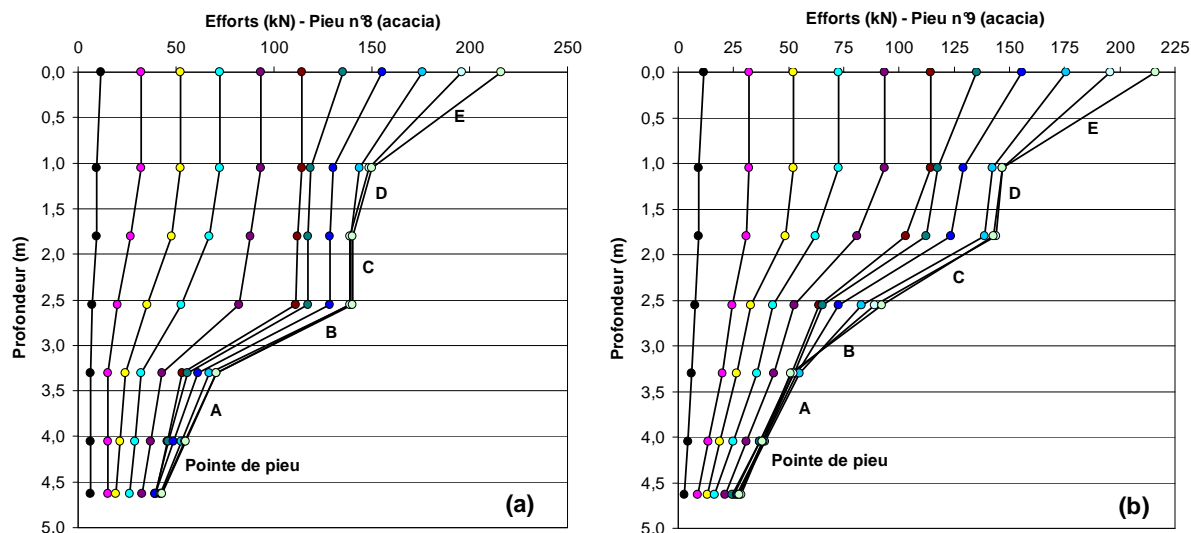


Figure IV-54. Distribution des charges et le long des pieux en acacia n°8 (a) et n°9 (b)

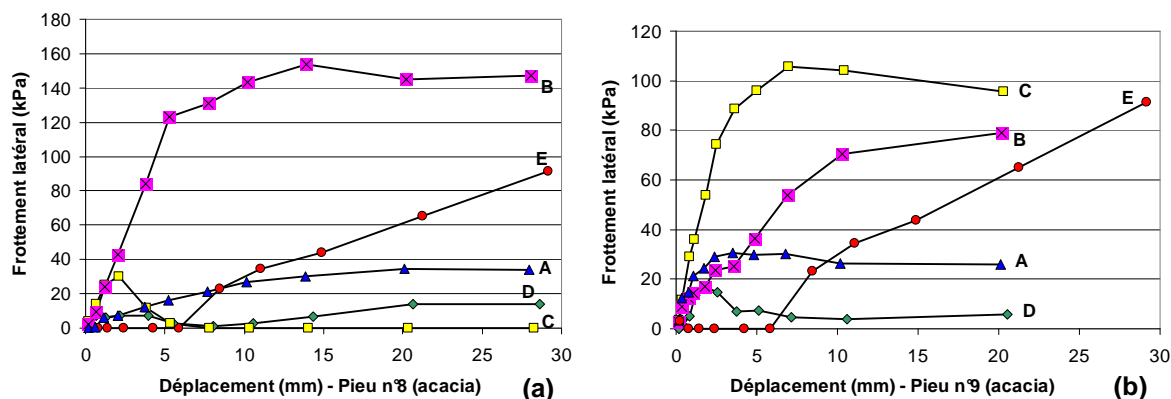


Figure IV-55. Courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire des pieux en acacia n°8 (a) et n°9 (b)

La portance limite du pieu n°8 vaut 216 kN. Sa résistance de frottement est égale à 157 kN (soit 51,8 kPa) et sa résistance de pointe à 62 kN (soit 2055 kPa).

La portance limite du pieu n°9 vaut 216 kN. Sa résistance de frottement est égale à 154 kN (soit 47,8 kPa) et sa résistance de pointe à 67 kN (soit 1898 kPa).

Le Tableau IV-17 présente les caractéristiques pressiométriques du sol, ainsi que les valeurs du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites des deux pieux en acacia.

Tableau IV-17. Frottement latéral et résistance de pointe unitaires limites - pieux en acacia

Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	P ₁ (MPa)	q _s , pieu 8 (MPa)	q _s , pieu 9 (MPa)	q _b , pieu 8 (MPa)	q _b , pieu 9 (MPa)
Limon argileux	1,05	E	0,33	0,064	0,064		
Limon argileux	1,80	D	0,33	0,011	0,017		
Sable grave	2,55	C	0,55	0,025	0,106		
Sable grave	3,30	B	1,06	0,146	0,075		
Sable grave	4,05	A	1,08	0,026	0,031		
Argile sableuse	4,63	Pointe de pieu	0,56	0,031	0,031	2,05	1,90

Les frottements latéraux unitaires limites du tronçon D des pieux n°8 et n°9 sont plus faibles que ceux des tronçons C, B et A. Ces valeurs sont cohérentes avec l'évolution des pressions limites du terrain en fonction de la profondeur.

La résistance de pointe unitaire limite du pieu n°8 est 8 % plus élevée que celle du pieu n°9.

2.6.4.8 Synthèse des résultats

Résistance de frottement et résistance de pointe des pieux

Le Tableau IV-18 présente la synthèse des résultats.

Tableau IV-18. Répartition des charges et contraintes entre la pointe et le fût - Rouen

		R _{c,mes} (kN)	R _{s,mes} (kN)	R _{b,mes} (kN)	R _{s,mes} +R _{b,mes} (kN)	R _{critique} (kN)	q _{b,mes} (kPa)
Pieu n°1 Hêtre	kN	260	196	44	240	225	950
	%		82	18	100	94	
Pieu n°2 Hêtre	kN	358	290	34	324	295	500
	%		90	10	100	91	
Pieu n°3 Pin	kN	317	218	92	310	240	2000
	%		70	30	100	77	
Pieu n°4 Pin	kN	236	131	87	218	200	2075
	%		60	40	100	92	
Pieu n°5 Chêne	kN	216	130	66	196	175	1471
	%		66	34	100	89	
Pieu n°8 Acacia	kN	216	157	62	219	185	2055
	%		72	28	100	84	
Pieu n°9 Acacia	kN	216	154	67	221	175	1898
	%		70	30	100	79	

La Figure IV-56 présente la répartition des efforts (exprimés en pourcentages) entre le fût et la pointe des pieux.

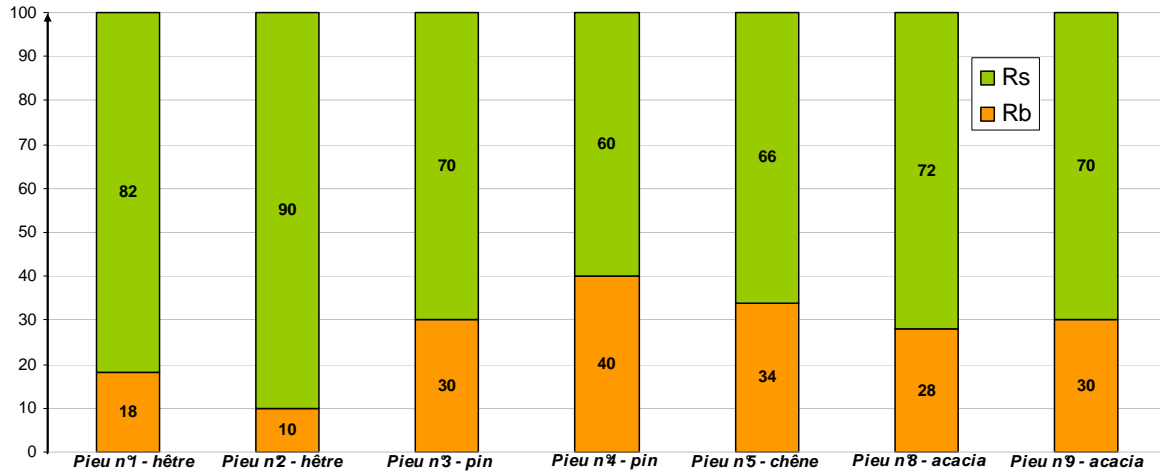


Figure IV-56. Histogramme de répartition des efforts entre la pointe et le fût des pieux en bois

La Figure IV-56 montre que les ratios entre la résistance de frottement et la portance limite des pieux varient entre 60 et 90 %.

Le pourcentage d'efforts repris par le fût des pieux varie peu pour une essence donnée. Les différences sont comprises entre 3 % et 14 %.

Enfin, les résistances de pointe des pieux en hêtre sont en moyenne 50 % plus faibles que celles des autres essences de pieux.

Les différences observées entre la portance limite des pieux $R_{c,mes}$ et la somme de la résistance de frottement $R_{s,mes}$ et de la résistance de pointe $R_{b,mes}$ sont comprises entre 1 et 9 %. Les déformations différentielles induites par l'inclinaison des pieux dans le sol et la position du système d'instrumentation sur leur surface latérale pourraient expliquer ces différences.

Frottement latéral unitaire limite mesuré $q_{s,mes}$

La Figure IV-57 présente les valeurs moyennes et extrémales du frottement latéral unitaire limite des pieux mesurées dans les différentes couches de sol.

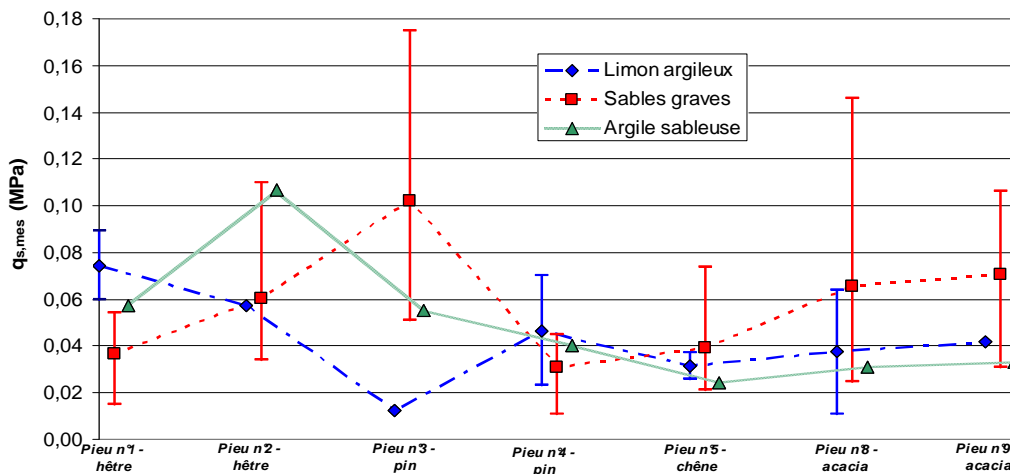


Figure IV-57. Valeurs moyennes et extrémales du frottement latéral unitaire limite mesurées dans les différentes couches de sol

Le frottement latéral unitaire limite des pieux en bois mesuré dans les sables graves montre que cette couche est majoritairement plus « frottante » que le limon argileux et l’argile sableuse. Les frottements latéraux unitaires moyens des pieux n°1 (hêtre) et n°4 (pin) sont plus faibles dans les sables graves que dans le limon argileux. Ceux des pieux n°2 (hêtre) et n°5 (chêne) sont équivalents dans les deux couches.

La Figure IV-58 présente l’évolution du frottement latéral unitaire limite des quatre essences de bois en fonction des pressions limites mesurées dans le limon argileux, l’argile sableuse et les sables graves.

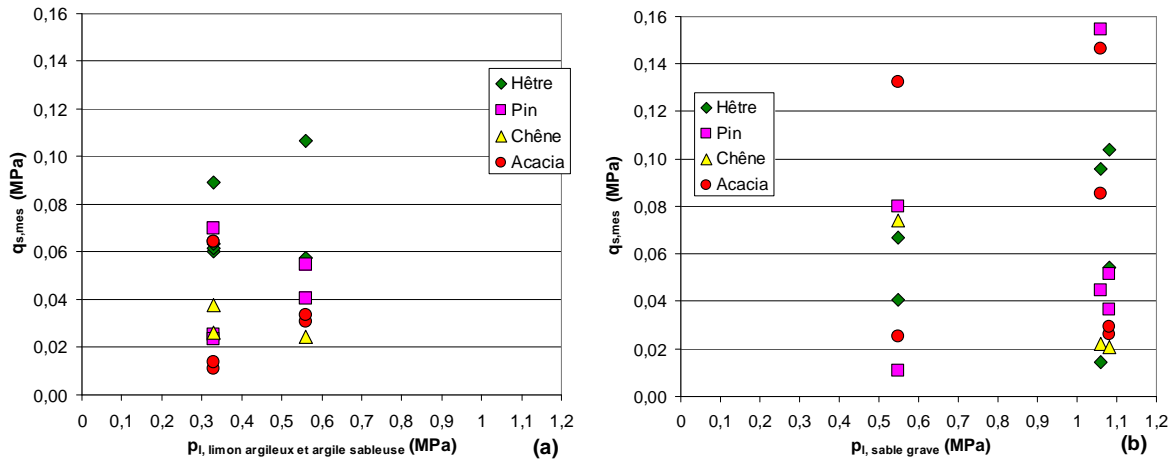


Figure IV-58. Evolution du frottement latéral unitaire limite des pieux en bois en fonction de la pression limite du limon argileux et de l’argile sableuse (a) et des sables graves (b) - Rouen

La dispersion des valeurs du frottement latéral unitaire limite en fonction de la pression limite montre qu’il est difficile de conclure quant à l’influence exacte de l’essence de bois sur le comportement mécanique du pieu dans le limon argileux, l’argile sableuse et les sables graves.

Pour des pressions limites variant entre 0,33 et 1,08 MPa, les frottements latéraux unitaires limites des tronçons des pieux en bois dans le limon argileux, l’argile sableuse et les sables graves sont compris entre 0,0011 et 0,155 MPa.

Coefficient de portance expérimental $k_{p, \text{pieu bois, mes}}$

Le coefficient de portance $k_{p, \text{pieu bois, mes}}$ est défini comme le ratio entre la résistance de pointe unitaire limite $q_{b,mes}$ et la pression limite équivalente p_{le} sous la fondation. La pression limite équivalente est égale à 0,75 MPa (Chapitre IV, § 2.2.2.5).

Le Tableau IV-19 détaille les valeurs des coefficients de portance expérimentaux des pieux en bois.

Tableau IV-19. Coefficient de portance $k_{p, \text{pieu bois, mes}}$ – site expérimental de Rouen

Pieu	Coefficient de portance $k_{p, \text{pieu bois, mes}}$
Pieu n°1 - hêtre	1,25
Pieu n°2 - hêtre	0,66
Pieu n°3 - pin	2,60
Pieu n°4 - pin	2,75
Pieu n°5 - chêne	2,01
Pieu n°8 - acacia	2,75
Pieu n°9 - acacia	2,43

Les coefficients de portance des pieux n°1 et n°2 en hêtre sont inférieurs aux autres coefficients calculés. Le pieu n°2 possède le diamètre en pointe le plus élevé mais la résistance de pointe la plus faible, ce qui conduit à mesurer une valeur du coefficient de portance égale à 0,66 (Tableau IV-19).

Les valeurs présentées dans le Tableau IV-19, hormis celle des pieux n°1 et n°2, montrent que le coefficient de portance $k_{p, \text{pieu bois, mes}}$ est indépendant de l'essence du pieu. La moyenne des coefficients de portance des cinq pieux (pin, chêne et acacia) est égale à 2,51.

Dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012), le coefficient de portance des pieux de classe 4 (classe contenant également les pieux battus en acier, moulés, enrobés et béton préfabriqué) dans les argiles limons est égal à 1,35 (Chapitre V, § 3.1.6.2). Toutefois, les longueurs moyennes des pieux de la base de données d'essais de pieux présentée dans le Chapitre V, § 3.1.6.1 sont plus grandes que celles du plot d'essai.

Les essais en chambre d'étalonnage réalisés par Francis, (1997) sur des pieux à pointe conique (angle de la pointe égal à 60°) et à pointe plate dans le sable ont montré que la forme de la pointe n'avait pas d'influence significative sur la résistance de pointe, mais uniquement sur la résistance globale du pieu : les pieux à pointe conique mobilisent davantage de frottement à proximité de la pointe que les pieux à pointe plate. L'auteur a justifié l'influence de la forme de la pointe des pieux sur leur portance limite par des schémas de rupture différents qui dépendent de l'état de densité du sol. Les mécanismes de rupture dans les sols denses sont identiques pour les deux formes de pointes (conique et plate), à l'inverse des sols lâches dans lesquels les mécanismes de densification sont plus importants avec une pointe plate qu'avec une pointe conique. L'auteur a montré que la pointe conique d'un pieu permettait d'augmenter sa portance limite de 23 % par rapport à un pieu à pointe plate.

La forme pyramidale de la pointe des pieux en bois permet de faciliter la pénétration du pieu dans le sol lors du battage. Selon les résultats des travaux menés par Francis, (1997), l'usage de la pointe des pieux en bois en forme pyramidale augmenterait, par rapport à des pieux non usinés, la portance limite des pieux en bois dans le sable.

3 Site expérimental de Cubzac-les-Ponts

3.1 Présentation du site

Le site expérimental de Cubzac-les-Ponts est situé à environ 30 km de Bordeaux, en bordure de l'autoroute A10, récemment doublée et à proximité du projet de grand contournement de l'agglomération bordelaise (Figure IV-59).



Figure IV-59. Localisation du plot expérimental de Cubzac-les-Ponts (a) et emprise du site (b)

3.2 Caractérisation géotechnique du site

3.2.1 Plan d'implantation des sondages

Le site expérimental a fait l'objet de plusieurs campagnes de reconnaissance géotechnique détaillées au cours des années antérieures par les différentes équipes des Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées (LRPC de St Brieuc, de Bordeaux, de Toulouse, IFSTTAR).

Dans le cadre du projet Pieux Bois, un sondage à la pelle mécanique et six sondages pressiométriques ont été réalisés par le LRPC de Bordeaux à proximité de la zone d'implantation des pieux. Les résultats des sondages au scissomètre et au pénétromètre statique proviennent de rapports rédigés par le LRPC de Bordeaux.

La Figure IV-60 présente le plan d'implantation des sondages.

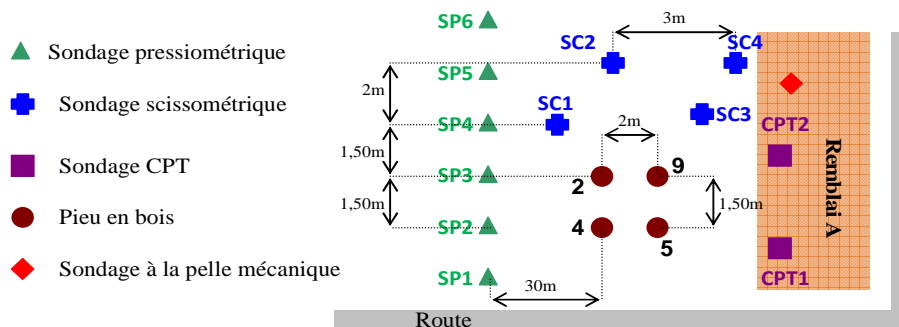


Figure IV-60. Plan d'implantation des sondages

3.2.2 Coupe géologique du terrain

Un sondage à la pelle mécanique a été réalisé sur l'ancien emplacement du remblai A. La profondeur d'arrêt du sondage était de 4 m. Le niveau d'eau se situait à 2,50 m sous le terrain naturel. La Figure IV-61 présente la coupe géologique du terrain établie à partir de ces sondages.

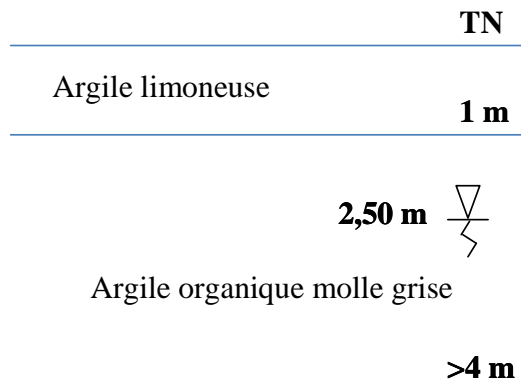


Figure IV-61. Coupe géologique du terrain

3.2.3 Résultats des sondages pressiométriques

Résultats des sondages

Six sondages pressiométriques ont été réalisés à 30 m de la zone de battage des pieux en bois, par le LRPC de Bordeaux (Figure IV-60). La Figure IV-62 présente les résultats de ces sondages.

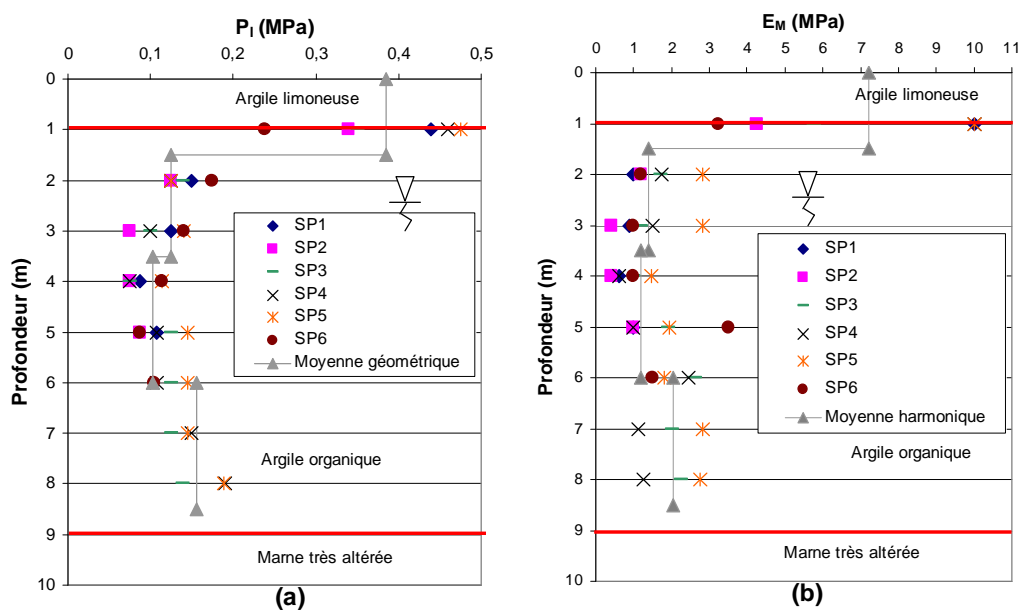


Figure IV-62. Evolution de la pression limite (a) et du module pressiométrique (b) en fonction de la profondeur

Valeurs moyennes retenues

Le Tableau IV-20 présente les extrema des valeurs des pressions limites, des modules pressiométriques ainsi que des rapports entre ces deux grandeurs pour l’argile limoneuse et l’argile organique.

Tableau IV-20. Caractéristiques pressiométriques des couches de sol – Cubzac-les-Ponts

Couches	Epaisseur (m)	Caractéristiques pressiométriques (MPa)
Argile limoneuse	1	$0,24 < p_l < 0,48$ $3,25 < E_M < 10$ $12,5 < E_M/p_l < 22,7$
Argile organique	8	$0,08 < p_l < 0,19$ $0,4 < E_M < 3,5$ $5,3 < E_M/p_l < 40,2$

Les prélèvements de sols effectués lors des sondages pressiométriques ont confirmé la nature des couches identifiées lors des sondages à la pelle mécanique.

Les données publiées dans la bibliographie (Blondeau et al., 1977, cités par Nguyen Pham, 2008) ont montré que la couche sous-jacente à l’argile organique était constituée de marne très altérée, située à 9 m de profondeur.

3.2.4 Résultats des sondages au scissomètre

La Figure IV-63 présente les résultats de quatre sondages au scissomètre réalisés à proximité de la zone de battage des pieux par le LRPC de Bordeaux au cours des années antérieures. Les valeurs de la résistance au cisaillement non drainée ont été préalablement corrigées par l’indice de plasticité de l’argile, égal à 80 %.

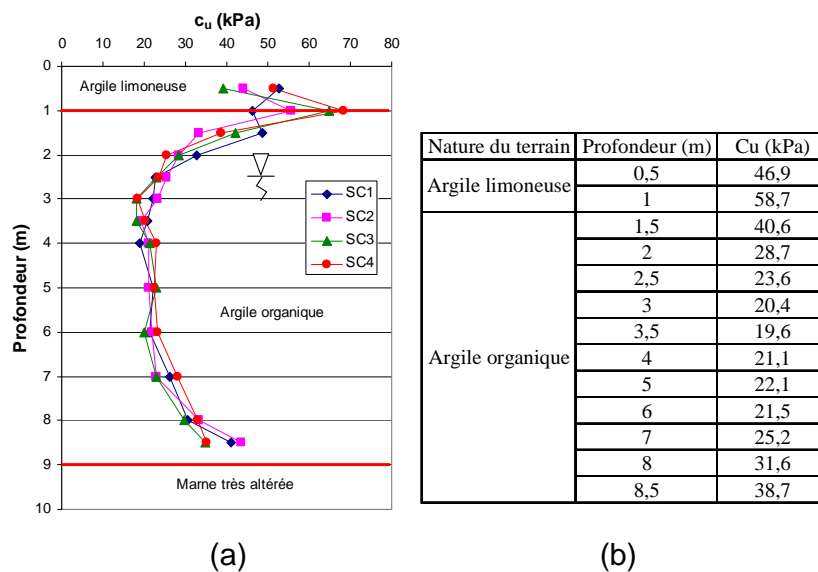


Figure IV-63. Evolution de la résistance au cisaillement non drainée de l’argile en fonction de la profondeur (a) et synthèse des valeurs mesurées (b)

3.2.5 Résultats des essais de pénétration statique au cône

Les résultats des sondages au pénétromètre statique effectués lors de précédentes études (Blondeau et al., 1977; Piyal et Magnan, 1984 ; cités par Nguyen Pham, 2008) sur le site de Cubzac-les-Ponts sont tracés sur la Figure IV-64.

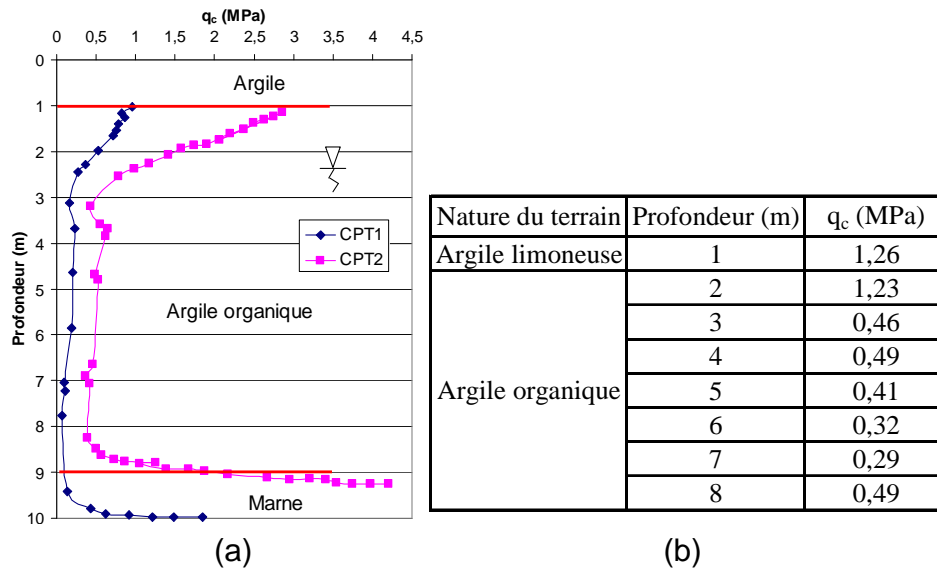


Figure IV-64. Résultats des sondages au pénétromètre statique (a) et synthèse des valeurs mesurées (b)

3.2.6 Modèle géotechnique de site retenu

Le Tableau IV-21 présente les valeurs caractéristiques des deux couches de sol. Les propriétés de résistance de la couche de marne n'ont pas été étudiées.

Tableau IV-21. Récapitulatif des propriétés de résistance des deux couches de sol

Couche	Hauteur de couche (m)	Profondeur de fin de couche (m)	Profondeur (m)	c_u (kPa)	p_l (MPa)	q_c (MPa)
Argile limoneuse	1	1	1	$39,1 < c_u < 68,3$ $c_{u,moyen} = 52,8$	$0,24 < p_l < 0,48$ $p_{l,moyen} = 0,37$	$0,78 < q_c < 0,29$ $q_{c,moyen} = 1,26$
Argile organique	8	9	2	$25,5 < c_u < 48,6$ $c_{u,moyen} = 34,6$	$0,13 < p_l < 0,18$ $p_{l,moyen} = 0,14$	$0,27 < q_c < 0,24$ $q_{c,moyen} = 0,12$
			3	$18,1 < c_u < 25,3$ $c_{u,moyen} = 22,1$	$0,07 < p_l < 0,14$ $p_{l,moyen} = 0,11$	$0,16 < q_c < 0,78$ $q_{c,moyen} = 0,46$
			4	$18,1 < c_u < 23,1$ $c_{u,moyen} = 20,4$	$0,08 < p_l < 0,11$ $p_{l,moyen} = 0,09$	$0,23 < q_c < 0,64$ $q_{c,moyen} = 0,49$
			5	$21,1 < c_u < 22,9$ $c_{u,moyen} = 22,1$	$0,09 < p_l < 0,15$ $p_{l,moyen} = 0,11$	$0,21 < q_c < 0,53$ $q_{c,moyen} = 0,41$
			6	$19,9 < c_u < 23,2$ $c_{u,moyen} = 21,6$	$0,11 < p_l < 0,15$ $p_{l,moyen} = 0,13$	$0,18 < q_c < 0,53$ $q_{c,moyen} = 0,32$

3.2.7 Corrélations entre les paramètres de sols

Le Tableau IV-22 présente les corrélations entre les paramètres de sol mesurés sur site lors des campagnes de sondages.

Tableau IV-22. Corrélations entre les propriétés de résistance des sols – données mesurées à Cubzac-les-Ponts

Couches de sol	Paramètres corrélés	Nombre de valeurs	Rapports obtenus
Argile limoneuse	p_l et q_c p_l et c_u c_u et q_c	p_l : 6 valeurs q_c : 2 valeurs c_u : 8 valeurs	$q_c/p_l=3,4$ $p_l/c_u=7$ $q_c/c_u=23,9$
Argile organique	p_l et q_c p_l et c_u c_u et q_c	p_l : 34 valeurs q_c : 48 valeurs c_u : 44 valeurs	$2,1 < q_c/p_l < 8,9$ $4,0 < p_l/c_u < 7,1$ $14,8 < q_c/c_u < 35,5$

Le ratio q_c/p_l calculé dans l'argile limoneuse est proche des valeurs établies par Reiffsteck, (2009) (Tableau IV-9), mais présente une plage de variation importante dans l'argile organique.

3.3 Battage des pieux en bois

3.3.1 Caractéristiques du trépideur et plan d'implantation des pieux

Quatre pieux en bois instrumentés ont été battus et testés sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts (Figure IV-65). Les pieux provenaient du site expérimental de Rouen. Le pieu n°5 en chêne, le pieu n°2 en hêtre, le pieu n°4 en pin et le pieu n°9 en acacia ont été excavés à Rouen puis transportés à Cubzac-les-Ponts.

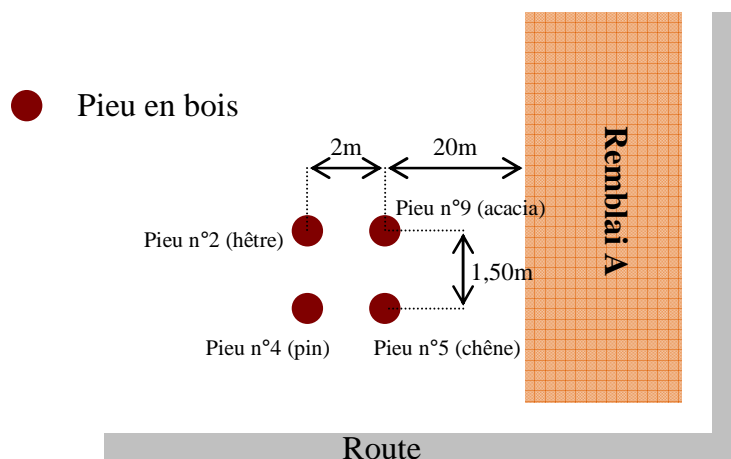


Figure IV-65. Plan d'implantation des pieux en bois

Le trépideur utilisé lors de la phase de battage des pieux à Cubzac-les-Ponts était identique à celui employé à Rouen (Chapitre IV, § 2.5.1).

Les quatre pieux ont été battus sans casque de battage, ce qui a conduit à un éclatement partiel voire total de la tête des pieux n°2 et n°9 (Figure IV-66). Une fois battus, la tête du pieu n°2 a été recépée sur 42 cm de hauteur et celle du pieu n°5 sur 38 cm.

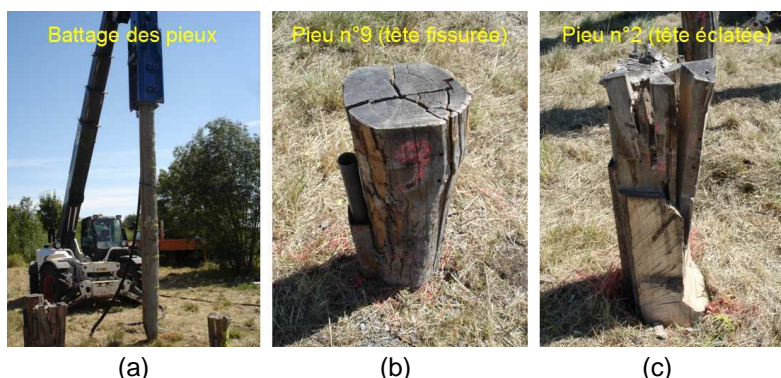


Figure IV-66. Battage des pieux (a) et état de la tête des pieux n°9 (b) et n°2 (c) après battage

3.3.2 Courbes de battage

La Figure IV-67 présente les courbes de battage des quatre pieux en bois.

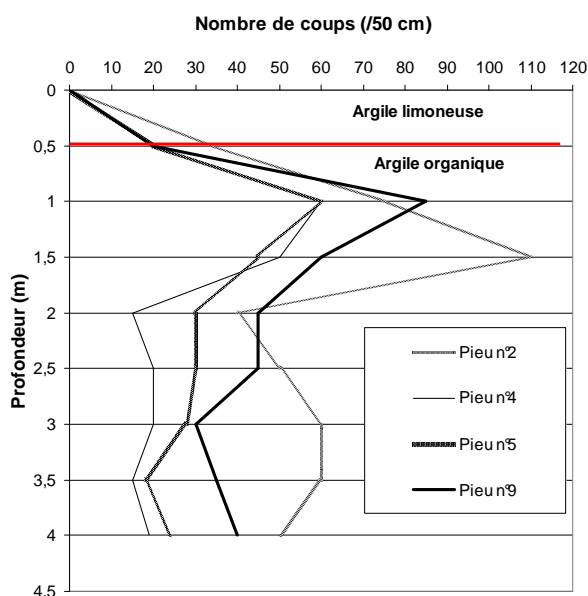


Figure IV-67. Courbes de battage des pieux – Cubzac-les-ponts

L'évolution du nombre de coups en fonction de la profondeur (Figure IV-67) confirme que les propriétés de résistance du terrain à Cubzac-les-Ponts sont plus faibles que celles mesurées sur le plot expérimental de Rouen (Figure IV-34).

Sur le site de Cubzac-les-Ponts (Figure IV-67), le nombre de coups moyen donné pour un enfoncement de 50 cm varie entre 35 (pieu n°9 ; 50 pour le pieu n°5 et 55 pour le pieu n°4) et 80 (pieu n°2). Sur le plot expérimental de Rouen (Figure IV-34), le nombre de coups pour un même enfoncement est compris entre 70 (pieu n°4 et n°5 ; 90 pour le pieu n°9) et 130 (pieu n°2).

3.4 Essais de chargement

3.4.1 Matériel utilisé et réalisation des essais

Le massif de réaction était composé d'une poutre de chargement constituée de deux HEB 200 auxquels ont été soudés perpendiculairement quatre HEB 200 aux extrémités (Figure IV-68). Quatre micropieux, ancrés à 15 m de profondeur, reprenaient les efforts de traction lors des essais.

Une fois l'essai arrêté, la poutre reposait sur les quatre micropieux. Quatre chaînes métalliques accrochées à l'engin élévateur et à la poutre de chargement assuraient une sécurité supplémentaire.

Le matériel de l'IFSTTAR utilisé à Rouen (peson, capteurs de déplacement, rotule, pompe hydraulique électrique et plaques métalliques) a été employé pour ces essais (Chapitre IV, § 2.6.2).

Les quatre pieux en bois ont été chargés en compression.



Figure IV-68. Essais de chargement du pieu n°2 – Cubzac-les-Ponts

Le premier essai de chargement a été réalisé sur le pieu n°9. La portance limite des pieux avait été préalablement estimée, à partir des données scissométriques de terrain, à 120 kN. Les paliers de chargement ont été fixés à 20 kN.

La portance limite du pieu n°9 a été mesurée à 60 kN. Suite à cet essai, les incréments de charge ont été modifiés et diminués à 10 kN.

Les pieux en pin, en chêne et en acacia ont été instrumentés avec des extensomètres amovibles et chargés en compression. Le pieu en hêtre ne l'a pas été pour des raisons techniques.

3.4.2.2 Distribution des charges dans le pieu en pin

La Figure IV-71 illustre la distribution des efforts le long du pieu en pin ainsi que les courbes de mobilisation du frottement en fonction du déplacement des tronçons.

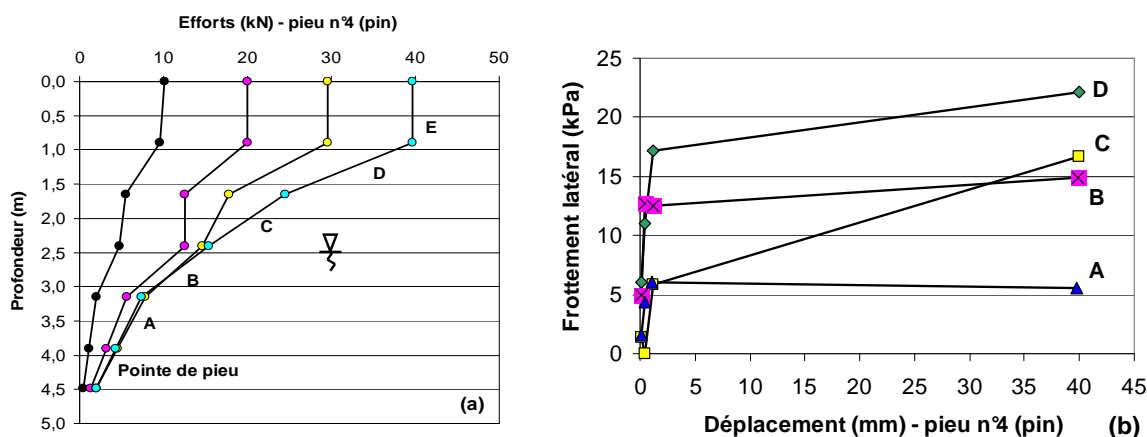


Figure IV-71. Distribution des charges (a) et courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire (b) pour le pieu n°4 en pin

La portance limite du pieu en pin vaut 40 kN. Sa résistance de frottement est égale à 35 kN (soit 10,3 kPa) et sa résistance de pointe à 3 kN (soit 71,6 kPa).

Les faibles caractéristiques mécaniques des couches d'argile expliquent les différences observées entre les résistances mesurées à Cubzac-les-Ponts et à Rouen. Les pressions limites de l'argile diminuent avec l'augmentation de la profondeur, ainsi que le frottement latéral unitaire limite des tronçons du pieu (Figure IV-71b).

La Figure IV-71b montre également que les frottements latéraux unitaires limites des tronçons A et B sont mobilisés dès que la charge appliquée en tête du pieu atteint 30 kN, contrairement aux tronçons C et D pour lesquels les frottements latéraux unitaires augmentent lorsque la charge en tête est supérieure à 30 kN.

Le Tableau IV-23 présente les caractéristiques pressiométriques du sol, ainsi que les valeurs du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites du pieu en pin.

Tableau IV-23. Frottement latéral et résistance de pointe unitaires limites - pieu en pin

Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	P_l (MPa)	$q_{s, \text{pieu } 4}$ (MPa)	$q_{b, \text{pieu } 4}$ (MPa)
Argile	0,93	E	0,3	0	
Argile	1,68	D	0,22	0,022	
Argile	2,43	C	0,12	0,016	
Argile	3,18	B	0,11	0,014	
Argile	3,93	A	0,08	0,005	
Argile	4,51	Pointe de pieu	0,09	0,005	0,072

3.4.2.3 Distribution des charges dans le pieu en chêne

La Figure IV-72 illustre la distribution des efforts le long du pieu en chêne ainsi que les courbes de mobilisation du frottement en fonction du déplacement des tronçons.

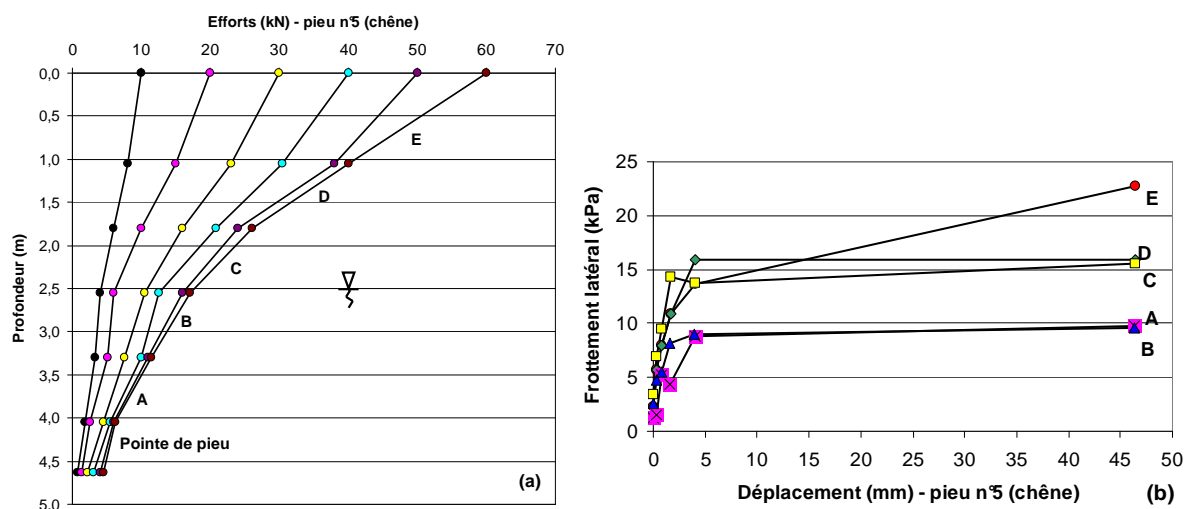


Figure IV-72. Distribution des charges (a) et courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire (b) pour le pieu n°5 en chêne

La portance limite du pieu en chêne vaut 60 kN. Sa résistance de frottement est égale à 48 kN (soit 13,3 kPa) et sa résistance de pointe à 5 kN (soit 111,5 kPa).

Les frottements latéraux unitaires des tronçons A, B, C et D sont intégralement mobilisés pour une charge en tête égale à 50 kN.

La valeur du frottement latéral unitaire limite du tronçon E est la plus élevée, tandis que celles des tronçons A et B, dont les pressions limites correspondantes dans le sol sont respectivement égales à 0,08 et 0,11 MPa, sont les plus faibles.

Le Tableau IV-24 présente les caractéristiques pressiométriques du sol, ainsi que les valeurs du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites du pieu en chêne.

Tableau IV-24. Frottement latéral et résistance de pointe unitaires limites - pieu en chêne

Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	P_l (MPa)	$q_{s, \text{pieu } 5}$ (MPa)	$q_{b, \text{pieu } 5}$ (MPa)
Argile	0,93	E	0,3	0,021	
Argile	1,68	D	0,22	0,014	
Argile	2,43	C	0,12	0,014	
Argile	3,18	B	0,11	0,009	
Argile	3,93	A	0,08	0,009	
Argile	4,51	Pointe de pieu	0,09	0,009	0,12

3.4.2.4 Distribution des charges dans le pieu en acacia

La Figure IV-73 illustre la distribution des efforts le long du pieu en acacia ainsi que les courbes de mobilisation du frottement en fonction du déplacement des tronçons.

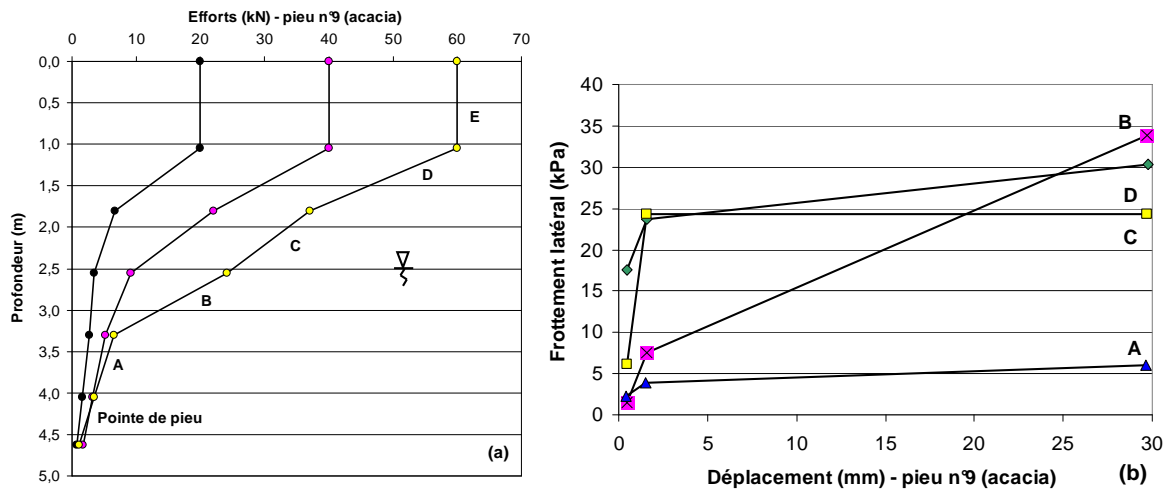


Figure IV-73. Distribution des charges (a) et courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire (b) pour le pieu n°9 en acacia

La portance limite du pieu en acacia vaut 60 kN. Sa résistance de frottement est égale à 52 kN (soit 16,6 kPa) et sa résistance de pointe à 4 kN (soit 113,3 kPa).

Les frottements latéraux unitaires des tronçons A et C sont intégralement mobilisés lorsque la charge en tête atteint 40 kN.

Le Tableau IV-25 présente les caractéristiques pressiométriques du sol, ainsi que les valeurs du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites du pieu en acacia.

Tableau IV-25. Frottement latéral et résistance de pointe unitaires limites - pieu en acacia

Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	P_1 (MPa)	$q_{s, \text{pieu } 9}$ (MPa)	$q_{b, \text{pieu } 9}$ (MPa)
Argile	0,93	E	0,3	0	
Argile	1,68	D	0,22	0,028	
Argile	2,43	C	0,12	0,023	
Argile	3,18	B	0,11	0,033	
Argile	3,93	A	0,08	0,005	
Argile	4,51	Pointe de pieu	0,09	0,005	0,11

3.4.2.5 Synthèse des résultats

Résistance de frottement et résistance de pointe des pieux

Le Tableau IV-26 présente la synthèse des résultats. La résistance de frottement $R_{s,mes}$ (exprimée en kN) est calculée en sommant les résistances de frottement des différents tronçons.

Tableau IV-26. Répartition des charges et contraintes pointe/fût - Cubzac-les-Ponts

		$R_{c,mes}$ (kN)	$R_{s,mes}$ (kN)	$R_{b,mes}$ (kN)	$R_{s,mes}+R_{b,mes}$ (kN)	$R_{critique}$ (kN)	$q_{b,mes}$ (kPa)
Pieu n°2 Hêtre	kN	100				75	
	%						
Pieu n°4 Pin	kN	40	35	3	38	30	72
	%		92	8	100		
Pieu n°5 Chêne	kN	60	48	5	53	45	112
	%		91	9	100		
Pieu n°9 Acacia	kN	60	52	4	56	42	113
	%		93	7	100		

Les différences observées entre la portance limite des pieux $R_{c,mes}$ et la somme de la résistance de frottement latéral $R_{s,mes}$ et de la résistance de pointe $R_{b,mes}$ sont égales en moyenne à 10 %. Les valeurs indiquées dans le Tableau IV-26 montrent, qu'en moyenne, 90 % de la portance limite des pieux est reprise par le fût et 10 % par la pointe. Les pieux testés sur le site de Cubzac-les-Ponts sont donc flottants.

Frottement latéral unitaire limite expérimental $q_{s,mes}$

L'évolution du frottement latéral unitaire limite des pieux en bois est représentée en fonction de la pression limite et de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile sur la Figure IV-74.

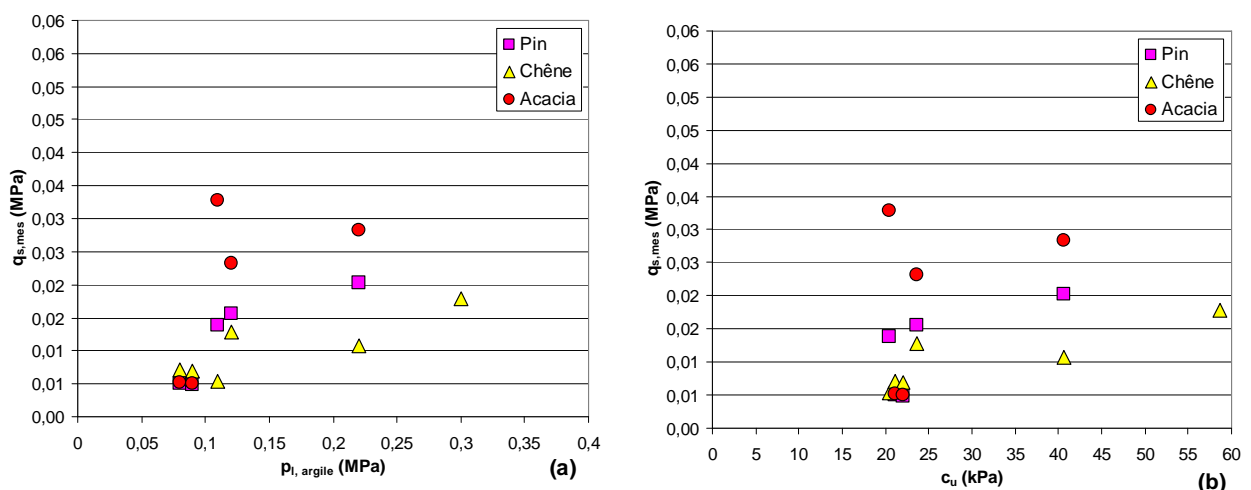


Figure IV-74. Evolution du frottement latéral unitaire limite des pieux en bois en fonction de la pression limite (a) et de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile (b) – Cubzac-les-Ponts

Les valeurs des frottements latéraux unitaires limites des pieux en bois (Figure IV-74) présentent une dispersion plus faible que celles mesurées sur le plot expérimental de Rouen (Figure IV-58). L'homogénéité du terrain à Cubzac-les-Ponts pourrait expliquer les différences observées entre les deux plots.

Coefficient de portance expérimental $k_{p, \text{pieu bois, mes}}$

La pression limite équivalente sous la pointe des pieux est égale à 0,14 MPa (Figure IV-62a). Le Tableau IV-27 présente alors les valeurs des coefficients de portance expérimentaux des pieux.

Tableau IV-27. Coefficient de portance $k_{p, \text{pieu bois, mes}}$ – Site expérimental de Cubzac-les-Ponts

Type de pieu	Coefficient de portance $k_{p, \text{pieu bois, mes}}$
Pieu n°4 - pin	0,51
Pieu n°5 - chêne	0,80
Pieu n°9 - acacia	0,81

Les valeurs des coefficients de portance des trois pieux battus à Cubzac-les-Ponts sont inférieures à celles mesurées sur le plot expérimental de Rouen (Chapitre IV, § 2.6.4.8) et à celles indiquées dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) ($k_p=1,35$ pour les pieux classe 4 dans les argiles et les limons (Chapitre V, § 3.1.6.2)).

La moyenne des trois coefficients est égale à 0,71 et leur coefficient de variation vaut 24 %.

Influence de l'essence sur le comportement mécanique des pieux en bois

Les essais de chargement réalisés à Cubzac-les-Ponts (Figure IV-69) montrent que l'essence de bois n'a pas d'influence significative sur la portance limite des pieux dans le sol.

Les portances limites des pieux en acacia et en pin chargés sur le plot expérimental de Rouen sont supérieures à celles des pieux en chêne et en hêtre (Figure IV-41). Néanmoins, les représentations graphiques des frottements latéraux unitaires limites des pieux en fonction des pressions limites du sol (Figure IV-58 et Figure IV-74) montrent que le comportement mécanique des pieux dans le sol semble être indépendant de l'essence. Les essais de cisaillement réalisés en laboratoire (Chapitre III, § 3.2) n'ont par ailleurs pas montré de différence significative entre les propriétés de résistance des interfaces entre le chêne et le limon et entre le pin et le limon.

Les publications traitant de ce sujet dans la littérature ne mentionnent pas non plus une éventuelle influence de l'essence sur le comportement mécanique des pieux dans le sol.

4 Etude des lois de comportement expérimentales

L'objectif de cette partie est de comparer les plages de valeurs des paramètres α et k_τ relatifs aux lois de comportement exponentielle et trilineaire et établies à partir :

- des essais de cisaillement d'interface réalisés en laboratoire (α_{lab} et $k_{\tau,lab}$) ;
- des modules pressiométriques du limon ($\alpha_{s,EM}$ et $k_{\tau,EM}$) ;
- des données expérimentales collectées lors des essais de chargement à Rouen ($\alpha_{pieu,Rouen}$ et $k_{\tau,pieu,Rouen}$).

Le limon utilisé pour les essais de cisaillement d'interface en laboratoire (Chapitre III, § 3.1 et § 3.2) a été prélevé sur le plot expérimental de Rouen. Les tronçons E et D des pieux battus sur ce plot étant au contact limon, seules les lois de mobilisation du frottement de ces deux tronçons sont comparées aux résultats des essais en laboratoire.

Aucun essai de cisaillement n'ayant été effectué en laboratoire avec l'argile de Cubzac-les-Ponts, les mesures réalisées sur ce plot ne sont pas prises en compte dans cette partie, mais uniquement dans la partie 5 de ce chapitre pour le calcul des tassements des pieux.

4.1 Etude de la loi de comportement exponentielle

4.1.1 Plage de valeurs du paramètre α

On rappelle que la loi de comportement exponentielle, dont α est le paramètre de calage principal, est de la forme (Chapitre III, § 4.2.1.1) :

$$\tau_{cal,interface} = \tau_{max,interface} \left(1 - e^{-\delta l / \alpha_{lab}}\right) \text{ (laboratoire) } (\delta l \text{ est le déplacement du matériau à l'interface})$$

$$q_{s,cal} = q_{s,mes} \left(1 - e^{-\delta l / \alpha_{pieu,Rouen}}\right) \text{ (site expérimental) } (\delta l \text{ est le déplacement du pieu dans le sol})$$

4.1.1.1 Rappel des valeurs de α_{lab}

Les valeurs des coefficients α_{lab} ont été déterminées à partir du calage de la loi de comportement exponentielle sur les courbes de mobilisation de la contrainte de cisaillement d'interface en fonction du déplacement tangentiel mesuré en laboratoire (Chapitre III, § 4.2.2). La Figure IV-75 rappelle leur distribution.

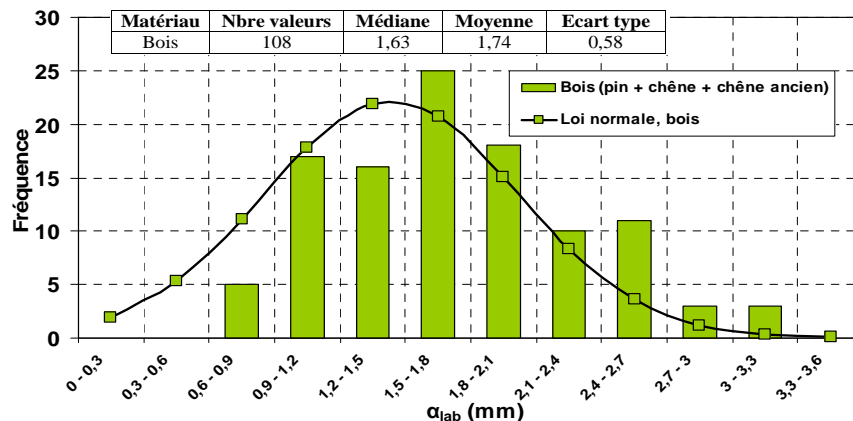


Figure IV-75. Distribution du paramètre α_{lab}

4.1.1.2 Calcul de $\alpha_{s,EM}$

L'objectif de ce paragraphe est de déterminer les valeurs de α en fonction des modules pressiométriques du terrain mesurés à Rouen. En considérant que les pentes à l'origine des lois exponentielle (égale à $q_{s,mes}/\alpha_{s,EM}$) et trilineaire (égale à $2E_M/B$) sont égales, le paramètre $\alpha_{s,EM}$ vaut :

$$\alpha_{s,EM} = \frac{q_{s,mes}}{2E_M/B} \quad (33)$$

Le Tableau IV-28 présente les valeurs de $\alpha_{s,EM}$.

Tableau IV-28. Valeurs de $\alpha_{s,EM}$

Pieu (essence)	Prof (m)	$\alpha_{s,EM}$ (mm)
Pieu 1 (hêtre)	1,05 (Tronçon E)	3,14
Pieu 4 (pin)		3,31
Pieu 5 (chêne)		1,40
Pieu 1 (hêtre)	1,80 (Tronçon D)	2,58
Pieu 2 (hêtre)		2,26
Pieu 3 (pin)		0,79
Pieu 4 (pin)		0,57
Pieu 5 (chêne)		1,15

4.1.1.3 Calcul de $\alpha_{pieu,Rouen}$

Le déplacement $\alpha_{pieu,Rouen}$ est déterminé à partir de la pente initiale des courbes de mobilisation du frottement du tronçon D tracées lors des essais de chargement réalisés à Rouen (Figure IV-76 et Tableau IV-29).

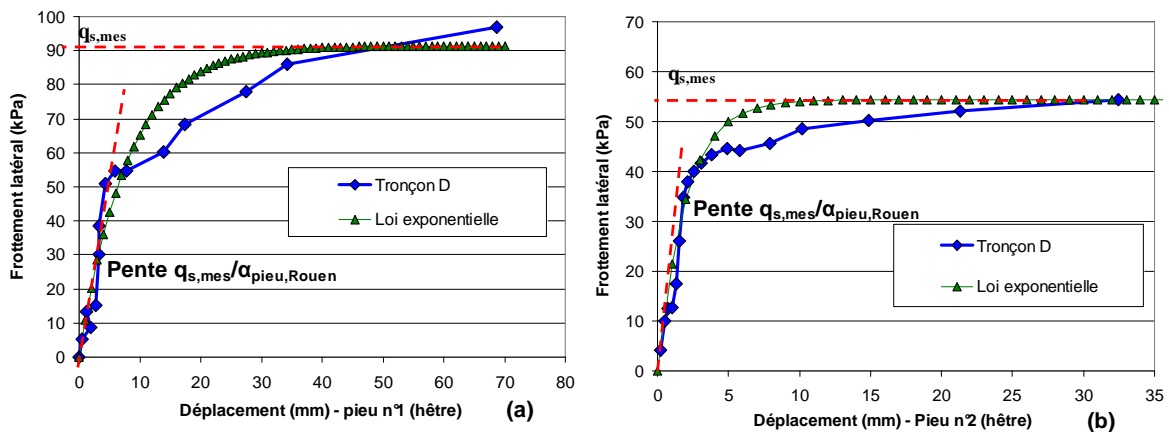


Figure IV-76. Calage de la loi exponentielle sur les courbes de mobilisation expérimentales du tronçon D des pieux n°1 (a) et n°2 (b)

Tableau IV-29. Valeurs de $\alpha_{\text{pieu,Rouen}}$

Pieu (essence)	Prof (m)	$\alpha_{\text{pieu,Rouen}}$
Pieu 1 (hêtre)	1,05 (Tronçon E)	8
Pieu 4 (pin)		3
Pieu 5 (chêne)		1,5
Pieu 1 (hêtre)	1,80 (Tronçon D)	8
Pieu 2 (hêtre)		2
Pieu 3 (pin)		0,5
Pieu 4 (pin)		1,5
Pieu 5 (chêne)		2,5

Les frottements latéraux unitaires des tronçons du pieu n°1 (hêtre) sont intégralement mobilisés pour des déplacements de l'ordre de 70 mm (Figure IV-47), tandis que ceux des tronçons des autres pieux le sont pour des déplacements égaux en moyenne à 30 mm. En effet, sur le plot expérimental de Rouen, le pieu n°1 a été chargé, puis déchargé intégralement, et de nouveau chargé jusqu'à la rupture. L'alternance des phases de chargement et de déchargement permet d'expliquer les déplacements élevés des tronçons nécessaires pour mobiliser intégralement le frottement latéral unitaire de chaque tronçon de ce pieu.

Les paramètres $\alpha_{\text{pieu,Rouen}}$ des tronçons E et D du pieu n°1, égaux à 8 mm (Tableau IV-29), ne sont pas pris en compte dans la comparaison des résultats présentée dans le Chapitre IV, § 4.1.1.4.

4.1.1.4 Comparaison des plages de valeurs du paramètre α

La Figure IV-77 illustre les distributions des trois coefficients α_{lab} , $\alpha_{\text{s,EM}}$ et $\alpha_{\text{pieu,Rouen}}$ déterminés dans le Chapitre IV, § 4.1.1.1, § 4.1.1.2 et § 4.1.1.3.

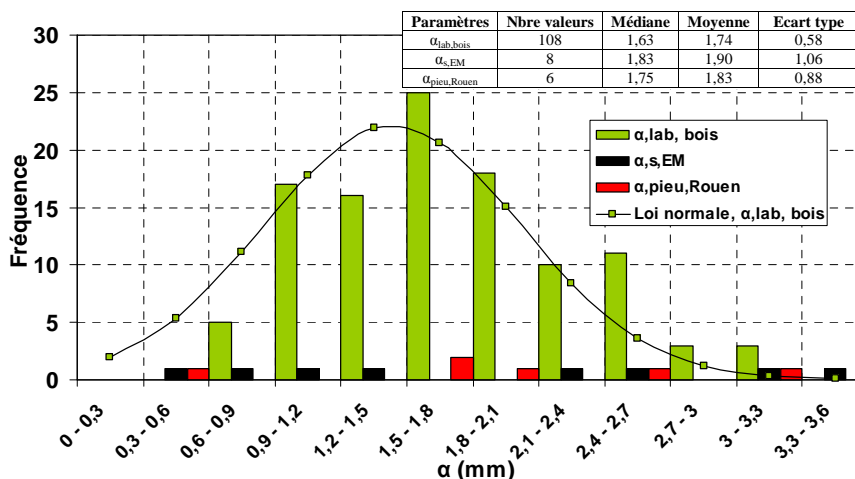


Figure IV-77. Distribution des paramètres α déterminés à partir des essais en laboratoire, du module pressiométrique du sol et des essais de chargement des pieux réalisés à Rouen

La distribution du paramètre α_{lab} suit une loi normale de moyenne 1,74 et d'écart-type 0,58. Le fractile à 5 % de cette loi normale est égal à 0,5 mm (Chapitre III, § 4.2.2).

Les valeurs des paramètres $\alpha_{\text{s,EM}}$ et $\alpha_{\text{pieu,Rouen}}$ présentent une dispersion importante. Leurs moyennes et écart-types sont respectivement égaux à 1,90 et 1,06 et à 1,83 et 0,88. Les coefficients de variation valent 56 et 47 %.

Cette dispersion peut être justifiée, d’une part, par les formes et les pentes à l’origine des courbes de mobilisation du frottement et d’autre part, par la dispersion des frottements latéraux unitaires des tronçons E et D des différents pieux (Figure IV-58).

4.2 Etude de la loi de comportement trilineaire

4.2.1 Plages de valeurs des pentes k_τ

4.2.1.1 Rappels des valeurs des pentes $k_{\tau,lab}$

Le calage de la loi de comportement trilineaire sur les courbes de mobilisation expérimentales associant la contrainte de cisaillement d’interface au déplacement tangentiel a été présenté dans le Chapitre III, § 4.2.3. La Figure IV-78 rappelle la distribution des pentes $k_{\tau,lab}$.

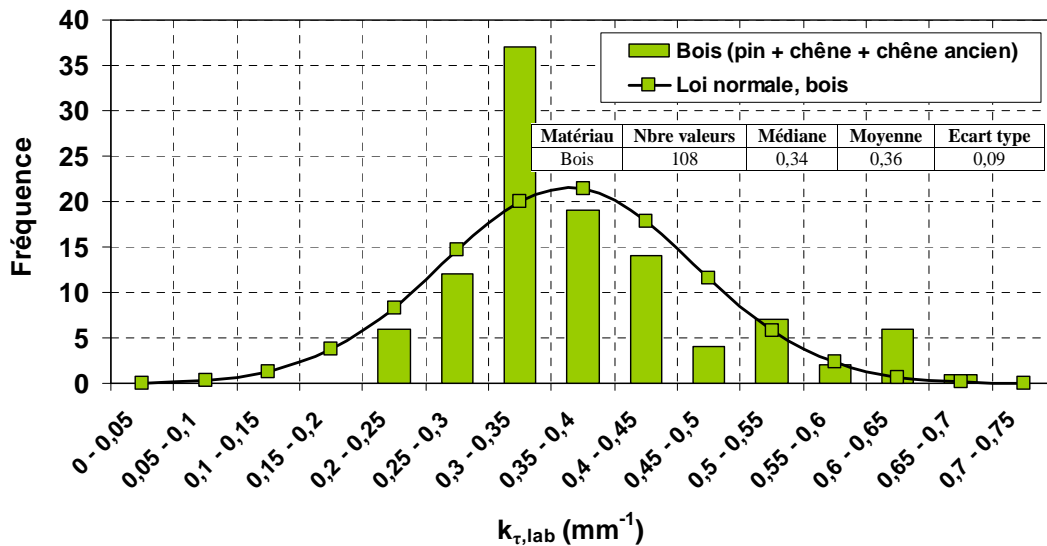


Figure IV-78. Distribution du paramètre $k_{\tau,lab}$

4.2.1.2 Calcul de $k_{\tau,EM}$

La loi de mobilisation du frottement axial des pieux en fonction du déplacement établie par Frank et Zhao, (1982) et recommandée par la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) dépend du module pressiométrique du sol E_M , de la largeur de la fondation B et du frottement latéral unitaire limite $q_{s,mes}$ (Chapitre III, § 1.4.2).

Selon la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012), l’expression de la rigidité de frottement d’interface $k_{\tau,NF\ 94-262}$ entre un sol fin et un matériau est la suivante :

$$k_{\tau,NF94-262} = \frac{2E_M}{B} \text{ (kPa.m}^{-1}\text{)} \quad (34)$$

La contrainte de cisaillement d’interface $\tau_{interface}$ mesurée en laboratoire ayant été normalisée par la contrainte normale σ_n (Chapitre III, § 4.1), le frottement latéral unitaire limite $q_{s,mes}$ est

également normalisé par la contrainte effective horizontale σ'_h dans le sol aux différentes profondeurs. La pente $k_{\tau,EM}$ s'exprime alors selon la formule :

$$k_{\tau,EM} = \frac{2E_M}{B\sigma'_h} \quad (35)$$

Le coefficient de pression des terres K intervenant dans le calcul de la contrainte horizontale σ'_h est fixé à 1,5. Le poids volumique apparent du limon $\gamma_{h,N}$ est égal à 14,1 kN/m³ (Chapitre III, § 2.1.2.1).

Le Tableau IV-30 présente les valeurs du paramètre $k_{\tau,EM}$ calculées dans le limon. Les modules pressiométriques E_M ont été établis dans le Chapitre IV, § 3.2.3.

Tableau IV-30. Valeurs de $k_{\tau,EM}$

Pieu (essence)	Prof (m)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	$k_{\tau,EM}$ (mm ⁻¹)
Pieu 1 (hêtre)	1,05 (Tronçon E)	14,8	22,2	0,89
Pieu 2 (hêtre)				0,75
Pieu 3 (pin)				0,91
Pieu 4 (pin)				0,98
Pieu 5 (chêne)				0,90
Pieu 8 (acacia)				1,10
Pieu 9 (acacia)				1,05
Pieu 1 (hêtre)	1,80 (Tronçon D)	25,4	38,1	0,93
Pieu 2 (hêtre)				0,76
Pieu 3 (pin)				0,91
Pieu 4 (pin)				1,00
Pieu 5 (chêne)				0,91
Pieu 9 (acacia)				1,05

4.2.1.3 Calcul de $k_{\tau, \text{pieu, Rouen}}$

Les valeurs de la pente $k_{\tau, \text{pieu, Rouen}}$ sont déterminées à partir des courbes de mobilisation du frottement du tronçon D tracées lors des essais de chargement réalisés à Rouen (Figure IV-79) et de la contrainte effective horizontale dans le sol σ'_h (Chapitre IV, § 4.2.1.2).

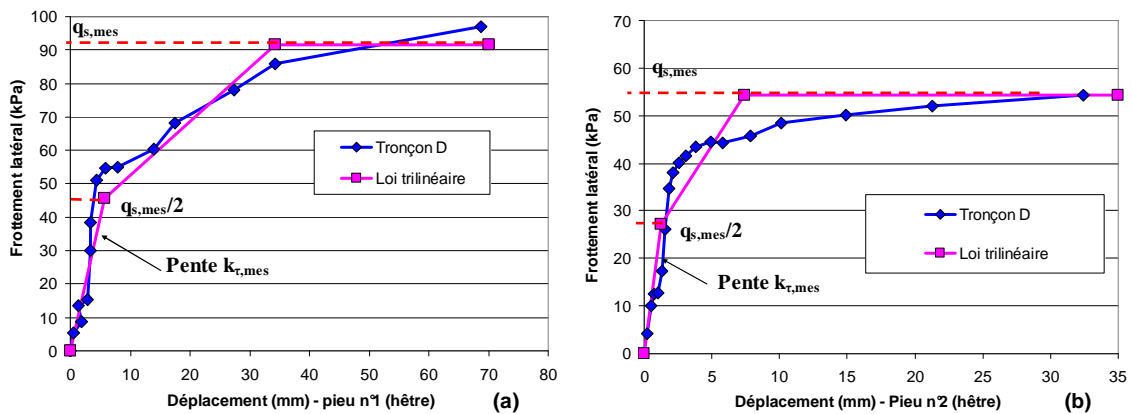


Figure IV-79. Calage de la loi trilineaire sur les courbes de mobilisation expérimentales du tronçon D des pieux n°1 (a) et n°2 (b)

La relation entre les pentes $k_{\tau, \text{pieu}, \text{Rouen}}$ et $k_{\tau, \text{mes}, \text{Rouen}}$ est la suivante :

$$k_{\tau, \text{pieu}, \text{Rouen}} = \frac{k_{\tau, \text{mes}, \text{Rouen}}}{\sigma_h} \quad (36)$$

Les formes des courbes de mobilisation du frottement des tronçons D des pieux n°8 et n°9 et des tronçons E des pieux n°2, n°3, n°8 et n°9 (Chapitre IV, § 2.6.4) ne permettent pas de caler facilement les lois de comportement trilineaires du fait du radoucissement et donc de déterminer les valeurs de $k_{\tau, \text{pieu}, \text{Rouen}}$ relatives à ces tronçons (Tableau IV-31).

Tableau IV-31. Valeurs de $k_{\tau, \text{mes}, \text{Rouen}}$ et $k_{\tau, \text{pieu}, \text{Rouen}}$

Pieu (essence)	Prof (m)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	$k_{\tau, \text{mes}, \text{Rouen}}$ (kPa.mm ⁻¹)	$k_{\tau, \text{pieu}, \text{Rouen}}$ (mm ⁻¹)
Pieu 1 (hêtre)	1,05 (Tronçon E)	14,8	22,2	5	0,23
Pieu 4 (pin)				13	0,59
Pieu 5 (chêne)				15	0,68
Pieu 1 (hêtre)	1,80 (Tronçon D)	25,4	38,1	8	0,21
Pieu 2 (hêtre)				18	0,47
Pieu 3 (pin)				25	0,66
Pieu 4 (pin)				8	0,21
Pieu 5 (chêne)				12	0,32

4.2.2 Comparaison des plages de valeurs des pentes k_{τ}

La Figure IV-80 présente la distribution des paramètres k_{τ} déterminés dans le Chapitre IV, § 4.2.1.

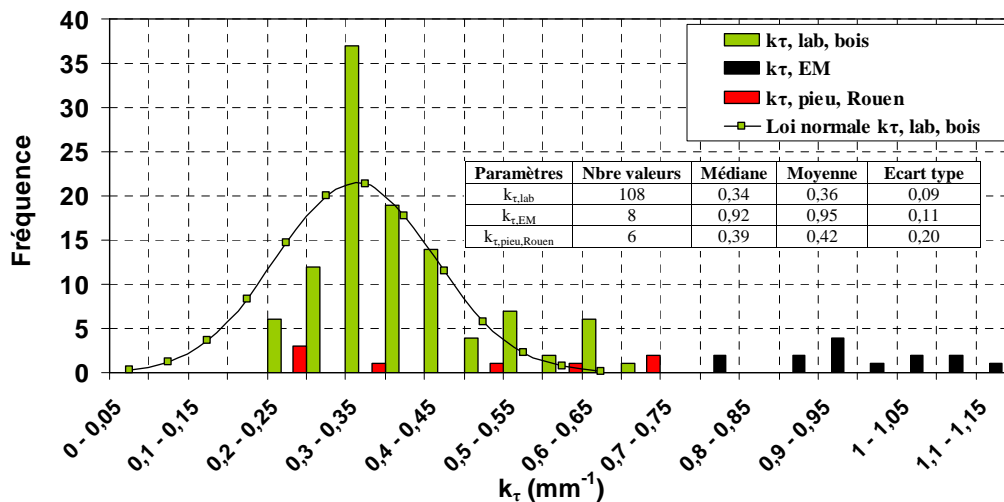


Figure IV-80. Distribution des paramètres k_{τ} déterminés à partir des essais en laboratoire, du module pressiométrique du sol et des essais de chargement des pieux réalisés à Rouen

La distribution de la pente $k_{\tau, \text{lab}}$ suit une loi normale de moyenne 0,36 et d'écart-type 0,09. Le fractile à 5% de cette loi normale est égal à 0,20 mm⁻¹ (Chapitre III, § 4.2.3).

La moyenne et la médiane de la pente $k_{\tau, \text{pieu}, \text{Rouen}}$ sont 15 % inférieures à celles du paramètre $k_{\tau, \text{lab}}$. Ces écarts s'expliquent par des conditions d'essais différentes en laboratoire et sur le plot expérimental : variation de la teneur en eau du limon, application de différentes

contraintes de chargement en laboratoire, incertitudes sur les contraintes horizontales dans le sol, remaniement du sol suite au battage sur site et préparation des éprouvettes en laboratoire. Enfin, la pente $k_{\tau,EM}$ est en moyenne trois fois supérieure aux paramètres $k_{\tau,lab}$ et $k_{\tau,pieu,Rouen}$.

5 Calculs des tassements des pieux en bois

Deux méthodes de calcul des tassements des pieux sont détaillées dans le Chapitre IV, § 5.1 : la première utilise les lois de comportement d'interface et la seconde est reprise de la norme hollandaise [NEN 67-43, \(1991\)](#).

5.1 Méthodes de calcul des tassements

5.1.1 Lois de comportement retenues pour le calcul des tassements de pieux

Les tassements des pieux sont calculés à partir des lois de mobilisation associant le frottement latéral et la résistance de pointe unitaires au déplacement. Les deux lois de comportement exponentielle et trilineaire, dont les paramètres de calage principaux k_{τ} et α ont été déterminés selon trois méthodes différentes, ont été étudiées dans la partie 4 de ce chapitre.

Le Tableau IV-32 reprend les expressions générales des paramètres $k_{\tau,NFP94-262}$ et $k_{q,NFP94-262}$ dans les sols fins et grenus présentées dans la norme NF P 94-262 ([AFNOR, 2012](#)), ainsi que les expressions des coefficients $\alpha_{s,EM}$ et $\alpha_{q,EM}$ déduites de ces deux paramètres.

Tableau IV-32. Expressions de $k_{\tau,EM}$, $k_{q,EM}$, $\alpha_{s,EM}$ et $\alpha_{q,EM}$ dans les sols fins et les sols granulaires

	Fût des pieux		Pointe des pieux	
	$k_{\tau,NFP94-262}$	$\alpha_{s,EM}$	$k_{q,NFP94-262}$	$\alpha_{q,EM}$
Sols fins	$k_{\tau,NFP94-262} = \frac{2E_M}{B}$	$\alpha_{s,EM} = \frac{q_{s,mes} B}{2E_M}$	$k_{q,NFP94-262} = \frac{11E_M}{B}$	$\alpha_{q,EM} = \frac{q_{b,mes} B}{11E_M}$
Sols granulaires	$k_{\tau,NFP94-262} = \frac{0,8E_M}{B}$	$\alpha_{s,EM} = \frac{q_{s,mes} B}{0,8E_M}$	$k_{q,NFP94-262} = \frac{4,8E_M}{B}$	$\alpha_{q,EM} = \frac{q_{b,mes} B}{4,8E_M}$

On rappelle également que les tronçons E et D ainsi que la pointe des pieux battus sur le plot expérimental de Rouen sont au contact du limon ou de l'argile sableuse, tandis que les tronçons C, B et A sont au contact des sables graves.

Quatre lois de comportement (une de type exponentiel, trois de forme trilineaire) ont été retenues pour les calculs des tassements des pieux battus sur le plot expérimental de Rouen (Tableau IV-32) :

- Les paramètres de la loi de comportement exponentielle sont déterminés à partir des modules pressiométriques du terrain, des frottements latéraux et des résistances de pointe unitaires limites mesurés sur site :
 - $\alpha_{s,EM}$ et $q_{s,mes}$ pour les tronçons E, D, C, B et A ;
 - $\alpha_{q,EM}$ et $q_{b,mes}$ pour la pointe ;

- Les paramètres de la loi de comportement trilinéaire n°1 sont évalués à partir des modules pressiométriques du terrain, des frottements latéraux et des résistances de pointe unitaires limites, de la résistance au cisaillement d'interface mesurés en laboratoire et sur site :
 - $k_{\tau,lab}$ et $\tau_{max,interface}$ pour les tronçons E et D ;
 - $k_{\tau,NFP94-262}$ et $q_{s,mes}$ pour les tronçons C, B et A ;
 - $k_{q,NFP94-262}$ et $q_{b,mes}$ pour la pointe.
- Les paramètres de la loi de comportement trilinéaire n°2 sont déterminés à partir des modules pressiométriques du terrain, des frottements latéraux et des résistances de pointe unitaires limites mesurés sur site :
 - $k_{\tau,NFP94-262}$ et $q_{s,mes}$ pour les tronçons E, D, C, B et A ;
 - $k_{q,NFP94-262}$ et $q_{b,mes}$ pour la pointe.
- Les paramètres de la loi de comportement trilinéaire n°3 sont calculés à partir des modules pressiométriques du terrain et des expressions du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites détaillées dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) et présentées dans le Chapitre V, § 3.1.6.2 :
 - $k_{\tau,NFP94-262}$ et $q_{s,cal}$ pour les tronçons E, D, C, B et A ;
 - $k_{q,NFP94-262}$ et $q_{b,cal}$ pour la pointe.

Le Tableau IV-33 reprend les différentes expressions des lois de comportement retenues pour les calculs des tassements des pieux.

Tableau IV-33. Expressions des lois de comportement

Loi de comportement	Expression de la loi	Expression des paramètres	Tronçons des pieux
Loi exponentielle	$q_{s,cal} = q_{s,mes} \left(1 - e^{-s/\alpha_{s,EM}}\right)$	$\alpha_{s,EM} = \frac{q_{s,mes} B}{2E_M}$	E et D
		$\alpha_{s,EM} = \frac{q_{s,mes} B}{0,8E_M}$	C, B et A
	$q_{b,cal} = q_{b,mes} \left(1 - e^{-s/\alpha_{q,EM}}\right)$	$\alpha_{q,EM} = \frac{q_{b,mes} B}{11E_M}$	Pointe
Loi trilineaire n°1 k _τ mesuré en laboratoire ; q _{s,mes} et q _{b,mes} mesurés sur site	Si $0 < X < \frac{Y_{max}}{2k}$ alors $Y = k \times X$ Si $\frac{Y_{max}}{2k} < X < \frac{3Y_{max}}{k}$ alors $Y = \frac{kX}{5} + \frac{2Y_{max}}{5}$ Si $X > \frac{3Y_{max}}{k}$ alors $Y = Y_{max}$	$k_{\tau,lab}$ et $\tau_{interface}$	E et D
		$k_{\tau,NFP94-262} = \frac{0,8E_M}{B}$ et q _{s,mes}	C, B et A
		$k_{q,NFP94-262} = \frac{11E_M}{B}$ et q _{b,mes}	Pointe
Loi trilineaire n°2 k _τ calculé avec le module pressiométrique ; q _{s,mes} et q _{b,mes} mesurés sur site		$k_{\tau,NFP94-262} = \frac{2E_M}{B}$ et q _{s,mes}	E et D
		$k_{\tau,NFP94-262} = \frac{0,8E_M}{B}$ et q _{s,mes}	C, B et A
		$k_{q,NFP94-262} = \frac{11E_M}{B}$ et q _{b,mes}	Pointe
Loi trilineaire n°3 k _τ calculé avec le module pressiométrique ; q _{s,cal} et q _{b,cal} calculés avec la méthode de dimensionnement	$k_{\tau,NFP94-262} = \frac{2E_M}{B}$	$q_{s,cal} = \alpha_{pieu-sol} (ap_l + b)(1 - e^{-cp_l})$	E et D
	$k_{\tau,NFP94-262} = \frac{0,8E_M}{B}$		C, B et A
	$k_{q,NFP94-262} = \frac{11E_M}{B}$ $q_{b,cal} = k_{p,pieu} P_l$	Pointe	

5.1.2 Méthode hollandaise de calcul des tassements de pieux

La méthode hollandaise de calcul des tassements de pieux est détaillée dans la norme [NEN 67-43, \(1991\)](#). Les principales étapes de la démarche sont présentées ci-dessous.

Le tassement de la tête du pieu est la somme du tassement s_{1,d} dû au chargement du pieu en tête et du tassement s_{2,d} des couches de sol résultant de l'effet de groupe. Le tassement s_{2,d} ne sera pas étudié dans la suite du chapitre.

Le tassement s_{1,d} est la somme du tassement de la pointe du pieu s_{pointe} et du raccourcissement élastique du pieu s_{el}.

1^{ère} étape

Les résistances de frottement R_{s,cal} et de pointe R_{b,cal} des pieux sont calculées à partir des expressions générales suivantes :

$$R_{s,cal} = \pi \int_0^L (B_z \times \alpha_s \times q_{c,z}) dz \quad (37)$$

$$R_{b,cal} = \frac{1}{2} \times \alpha_p \times \beta \times s \times \frac{q_{c,1} + q_{c,2}}{2} \times A_b \quad (38)$$

B_z est le diamètre du pieu (m) à la profondeur z ;

α_s est un facteur tenant compte du mode de mise en œuvre et du type de pieu dans le sol. Il est égal à 0,012 pour les pieux en bois ;

$q_{c,z}$, $q_{c,1}$ et $q_{c,2}$ sont les résistances de pénétration statique au cône ;

α_p , β et s sont trois coefficients égaux à 1 pour les pieux en bois.

Le calcul de ces résistances est repris dans le Chapitre V, § 2.5.1.

2^{ème} étape

Le tassement de la pointe des pieux est tracé en fonction de la charge appliquée en tête à partir des courbes présentées sur la Figure IV-81 (relatives aux pieux battus) et des résistances de frottement $R_{s,cal}$ et de pointe $R_{b,cal}$, calculées dans la première étape.

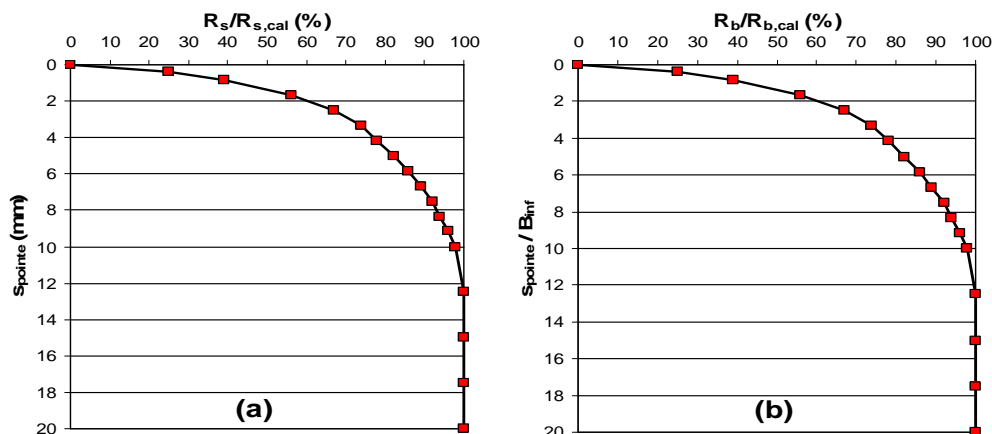


Figure IV-81. Evolution du tassement en pointe en fonction du ratio $R_s/R_{s,cal}$ (a) et du ratio entre le tassement et le diamètre de la pointe en fonction de $R_b/R_{b,cal}$ (b) (modifié d'après la norme hollandaise [NEN-67-43, 1991](#))

3^{ème} étape

Le tassement s_{el} est calculé à partir de la formule suivante :

$$s_{el} = \frac{L \times R_{moy}}{E_{pieu} \times A_{trans,pieu}} \quad (39)$$

$$avec R_{moy} = \frac{l \times R_c + 0,5 \times (L-l)(R_c + R_b)}{L} \quad (40)$$

Avec E_{pieu} le module élastique du pieu (kPa), $A_{trans,pieu}$ la section transversale moyenne du pieu (m^2), L la longueur du pieu (m), R_c la charge appliquée en tête du pieu (kN) et l la hauteur sur laquelle la résistance de pointe q_c est faible (Figure IV-82).

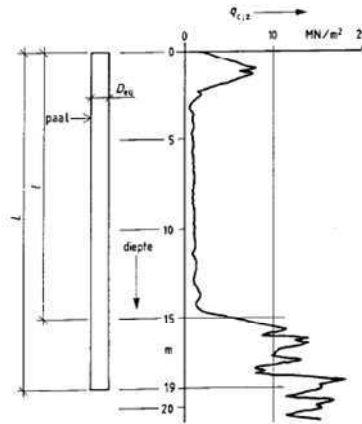


Figure IV-82. Coupe de sondage au pénétromètre statique (norme hollandaise NEN-67-43 (1991))

Sur le plot expérimental de Rouen, la hauteur l sur laquelle la résistance de pointe q_c est faible est égale à 2,50 m (Figure IV-19).

4^{ème} étape

A chaque palier de chargement, le tassement en tête est calculé en sommant le tassement de la pointe dans le sol et le raccourcissement élastique du pieu.

5.2 Tassements des pieux battus à Rouen

Le calcul des tassements des pieux est réalisé avec le logiciel PIVER de l'IFSTTAR, développé dans les années 1990 et codé en langage FORTRAN 77, à partir des 4 expressions des lois de comportement présentées dans le Tableau IV-33 et de la méthode de calcul hollandaise.

La Figure IV-83 présente l'évolution du tassement des pieux n°3 (pin) et n°5 (chêne) mesuré sur site en fonction de la charge appliquée en tête, ainsi que les courbes de tassement théoriques déduites des 4 lois de comportement et de la méthode de calcul hollandaise. Les courbes de chargement théoriques et expérimentales des autres pieux sont présentées sur la Figure 4 en Annexe E.

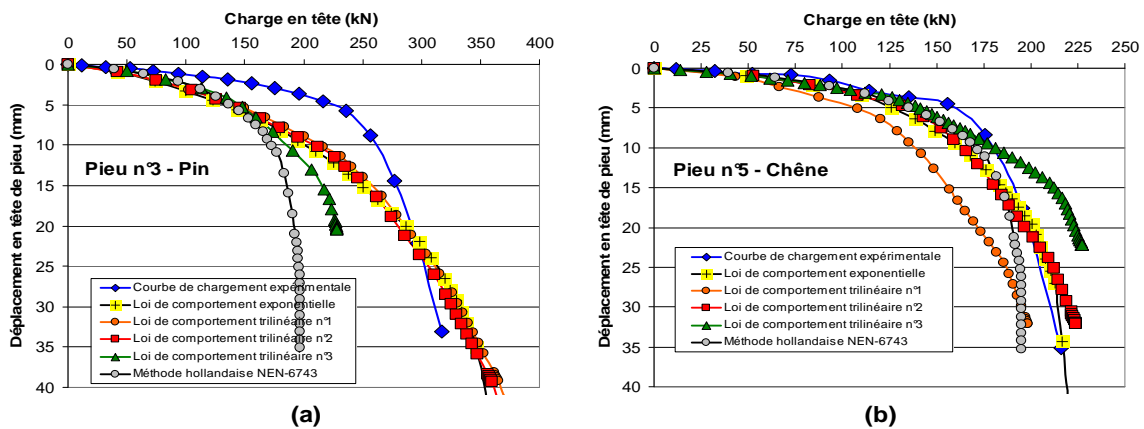


Figure IV-83. Comparaison des courbes de chargement expérimentales et théoriques des pieux n° 3 (a) et n°5 (b) battus sur le plot expérimental de Rouen

Les courbes de chargement théoriques sont comparées aux courbes expérimentales en

analysant les distributions des ratios $\frac{R_{c,calculée}}{R_{c,mesurée}}$ et $\frac{s_{pieu,calculé}}{s_{pieu,mesuré}}$.

$R_{c,calculée}$ est la portance limite des pieux en bois calculée à partir des lois de comportement et de la méthode hollandaise. $R_{c,mesurée}$ est la portance limite des pieux mesurée sur le plot expérimental de Rouen (Tableau IV-35 et Figure IV-84).

$s_{pieu,calculé}$ est le tassement des pieux calculé à partir des lois de comportement et de la méthode hollandaise. Il correspond à l'enfoncement de la tête des pieux sous des charges égales à $0,25R_{c,calculée}$, $0,50R_{c,calculée}$, $0,75R_{c,calculée}$ et $R_{c,calculée}$.

$s_{pieu,mesuré}$ est le tassement des pieux mesuré sous des charges en tête égales à $0,25R_{c,mesurée}$, $0,50R_{c,mesurée}$, $0,75R_{c,mesurée}$ et $R_{c,mesurée}$ (Tableau IV-34).

Tableau IV-34. Valeurs du ratio $s_{pieu,calculé}/s_{pieu,mesuré}$ calculées à partir des 4 lois de comportement et de la méthode hollandaise - Rouen

Rouen	Loi de comportement	Nbre valeurs	Moyenne	Médiane	Ecart-type
$\frac{s_{pieu,calculé}}{s_{pieu,mesuré}}$	Exponentielle	28	1,15	1,28	0,37
	Trilinéaire n°1	28	1,68	1,47	0,68
	Trilinéaire n°2	28	1,06	1,00	0,32
$\frac{s_{pieu,calculé}}{s_{pieu,mesuré}}$	Trilinéaire n°3	26	1,21	1,11	0,44
	Méthode hollandaise	21	1,83	1,39	1,24

Tableau IV-35. Valeurs du ratio $R_{c,calculée}/R_{c,mesurée}$ calculées à partir des 4 lois de comportement et de la méthode hollandaise - Rouen

Rouen	Loi de comportement	Nbre valeurs	Moyenne	Médiane	Ecart-type
$\frac{R_{c,calculée}}{R_{c,mesurée}}$	Exponentielle	7	1,09	1,09	0,11
	Trilinéaire n°1	7	0,94	0,93	0,16
	Trilinéaire n°2	7	1,09	1,07	0,09
	Trilinéaire n°3	7	0,90	0,95	0,14
	Méthode hollandaise	7	0,71	0,73	0,12

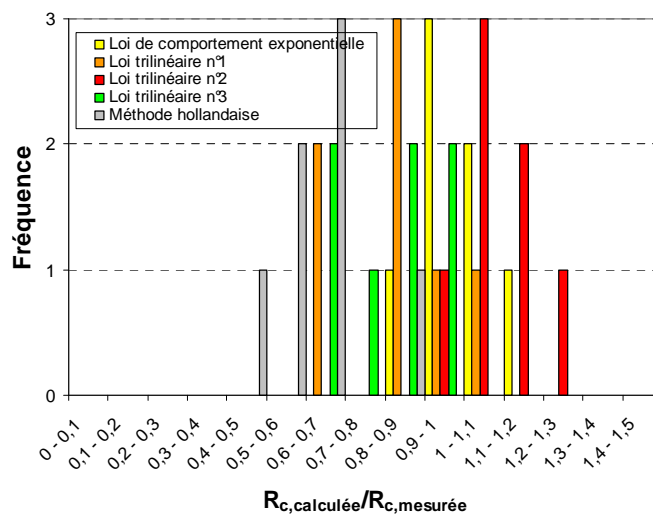


Figure IV-84. Distributions des ratios $R_{c,calculée}/R_{c,mesurée}$ calculés à partir des quatre lois de comportement et de la méthode hollandaise - Rouen

L'étude des ratios $\frac{S_{\text{pieu,calculé}}}{S_{\text{pieu,mesuré}}}$ montrent que la loi de comportement exponentielle ainsi que les lois de comportement trilineaires n°2 (méthode de Frank et Zhao, 1982) et n°3 donnent une bonne estimation des tassements des pieux sous charge axiale.

La médiane et la moyenne des ratios $\frac{S_{\text{pieu,calculé}}}{S_{\text{pieu,mesuré}}}$ calculées à partir des 3 lois de comportement sont respectivement comprises entre 1,00 et 1,11 et entre 1,06 et 1,21 (Tableau IV-34). Les coefficients de variation de ces ratios varient entre 30 et 36 %.

La médiane et la moyenne des ratios $\frac{S_{\text{pieu,calculé}}}{S_{\text{pieu,mesuré}}}$ calculées à partir de la méthode hollandaise sont respectivement égales à 1,39 et 1,83. Le coefficient de variation atteint 68 %.

La loi de comportement trilineaire n°1 surestime le tassement des pieux. En effet, les valeurs des paramètres $k_{\tau,\text{lab}}$ des tronçons E et D ont été mesurées en laboratoire et sont inférieures à celles des pentes $k_{\tau,\text{NF P 94-262}}$ (Figure IV-80). La moyenne des ratios $\frac{S_{\text{pieu,calculé,loi,trilineaire,n°1}}}{S_{\text{pieu,mesuré}}}$ est égale à 1,68.

Par ailleurs, les frottements latéraux unitaires limites $q_{s,\text{mes}}$ des tronçons D et E ont été substitués dans cette loi aux paramètres $\tau_{\text{max,interface}}$ mesurés en laboratoire. Les valeurs de $q_{s,\text{mes}}$ étant inférieures à celles de $\tau_{\text{max,interface}}$, la moyenne des ratios $\frac{R_{c,\text{calculé,loi,trilineaire,n°1}}}{R_{c,\text{mesurée}}}$ est inférieure à 1 (Tableau IV-35).

La Figure IV-84 montre que les lois de comportement exponentielle et trilineaire n°2 surestiment les portances limites des pieux en bois. Néanmoins, les écarts entre les résistances calculées et mesurées restent relativement faibles et sont compris entre 0,2 et 12 %. Seule la portance limite calculée du pieu n°8 en acacia est 30 % plus élevée que sa portance limite mesurée.

Les valeurs des frottements latéraux unitaires limites des différents tronçons des pieux intervenant dans la loi de comportement trilineaire n°3 sont calculées à partir de la méthode de dimensionnement des pieux en bois proposée dans le Chapitre V, § 4. Elles sont majoritairement inférieures aux frottements latéraux unitaires limites mesurés sur site, ce qui justifie que les ratios $\frac{R_{c,\text{calculé,loi,trilineaire,n°3}}}{R_{c,\text{mesurée}}}$ soient en moyenne inférieurs à 1.

Enfin, la Figure IV-84 montre que la méthode de calcul des tassements de pieux hollandaise sous-estime la portance limite des pieux en bois. La moyenne des ratios $\frac{R_{c,\text{calculé,méthode,hollandaise}}}{R_{c,\text{mesurée}}}$ est égale à 0,71. Ce modèle de calcul est donc conservateur.

5.3 Tassements des pieux battus à Cubzac-les-Ponts

Une démarche identique à celle présentée dans le Chapitre IV, § 5.2 est mise en œuvre dans ce paragraphe.

Les tassements des pieux en bois battus sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts sont évalués à partir des lois de comportement exponentielle, trlinéaire n°2, trlinéaire n°3 et de la méthode hollandaise (Tableau IV-33).

La Figure IV-85 présente l'évolution du tassement en fonction de la charge appliquée en tête des pieux, ainsi que la distribution du ratio $\frac{R_{c,calculée}}{R_{c,mesurée}}$.

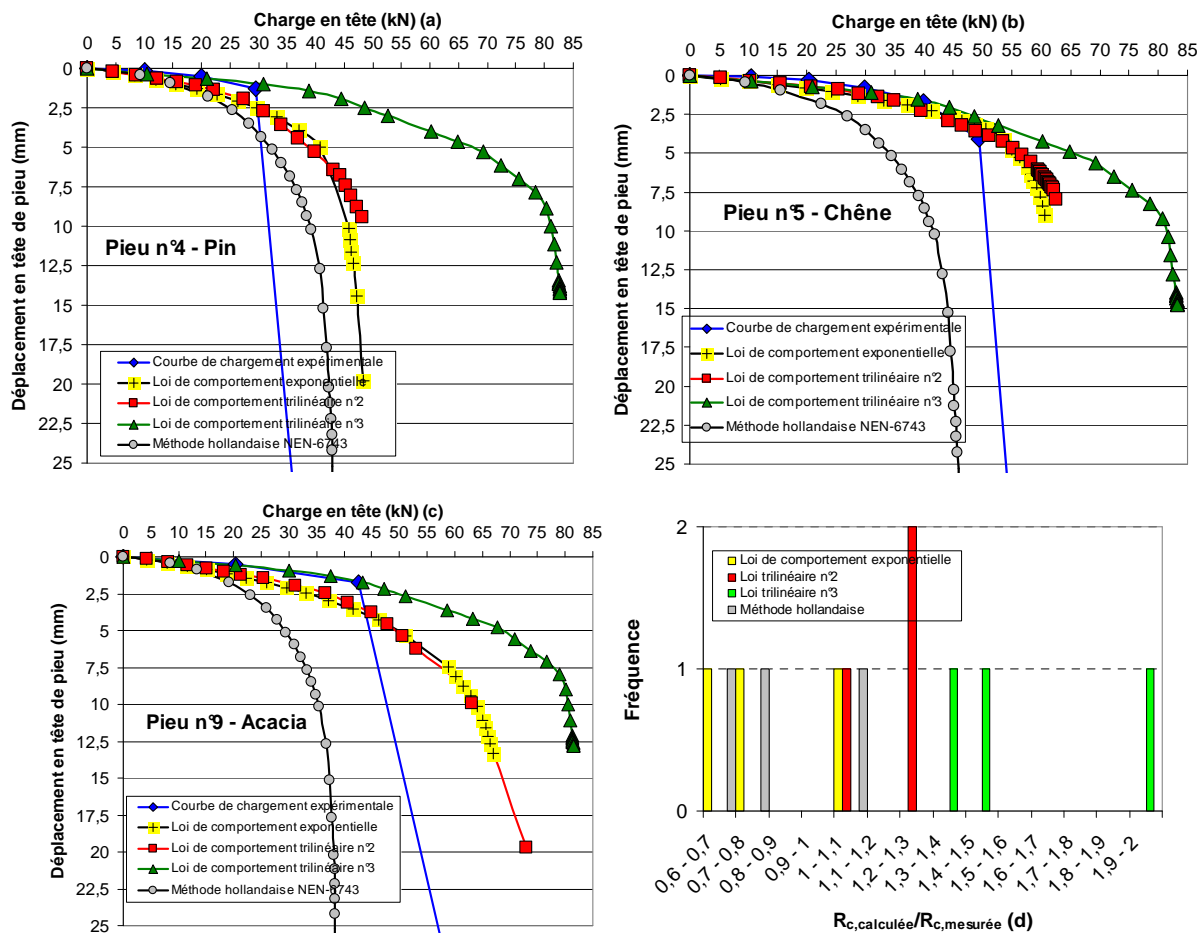


Figure IV-85. Comparaison des courbes de chargement expérimentales et théoriques des pieux n° 4 (a), n°5 (b) et n°9 (c) battus sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts et distributions des ratios $R_{c,calculée}/R_{c,mesurée}$ calculés à partir des trois lois de comportement et de la méthode hollandaise

Les Tableaux IV-36 et IV-37 présentent la moyenne, la médiane et l'écart-type des ratios $\frac{S_{pieu,calculé}}{S_{pieu,mesuré}}$ et $\frac{R_{c,calculée}}{R_{c,mesurée}}$ calculés à partir des trois lois de comportement et de la méthode hollandaise.

Tableau IV-36. Valeurs du ratio $s_{pieu,calculé}/s_{pieu,mesuré}$ calculées à partir des 3 lois de comportement et de la méthode hollandaise – Cubzac-les-Ponts

Cubzac-les-Ponts	Loi de comportement	Nbre valeurs	Moyenne	Médiane	Ecart-type
$s_{pieu,calculé}$	Exponentielle	12	1,83	2,04	1,26
	Trilinéaire n°2	12	1,66	1,87	1,10
$s_{pieu,mesuré}$	Trilinéaire n°3	12	1,06	0,99	0,88
	Méthode hollandaise	10	3,53	3,38	1,65

Tableau IV-37. Valeurs du ratio $R_{c,calculée}/R_{c,mesurée}$ calculées à partir des 3 lois de comportement et de la méthode hollandaise – Cubzac-les-Ponts

Cubzac-les-Ponts	Loi de comportement	Nbre valeurs	Moyenne	Médiane	Ecart-type
$R_{c,calculée}$	Exponentielle	3	1,17	1,22	0,082
	Trilinéaire n°2	3	1,17	1,22	0,086
$R_{c,mesurée}$	Trilinéaire n°3	3	1,62	1,42	0,40
	Méthode hollandaise	3	0,84	0,78	0,23

Les ratios $\frac{s_{pieu,calculé}}{s_{pieu,mesuré}}$ calculés à partir des 3 lois de comportement présentent une dispersion importante. Leurs coefficients de variation sont compris entre 68 et 83 % (Tableau IV-36). Les Figures IV-85a, IV-85b et IV-85c montrent que les écarts entre les tassements calculés à partir des lois de comportement et les tassements mesurés des pieux sont égaux en moyenne à 0,6 mm. Enfin, les tassements des pieux calculés à partir de la méthode hollandaise sont en moyenne 3,5 fois supérieurs aux tassements des pieux mesurés sur site (Tableau IV-36).

Enfin, les portances limites des pieux calculées à partir des 3 lois de comportement sont surestimées d'un facteur 1,2 (lois de comportement exponentielle et trilinéaire n°2) ou d'un facteur 1,6 (loi de comportement trilinéaire n°3) (Figure IV-85d et Tableau IV-37). Cette surestimation peut se justifier d'une part, par les incertitudes sur les valeurs des modules pressiométriques dans l'argile (liées aux difficultés de réalisation des sondages pressiométriques dans des argiles très molles), mais aussi par le fait que les lois de comportement ne tiennent pas compte du mode de rupture de l'interface entre le sol et le pieu. A l'inverse, les portances limites des pieux calculées avec la méthode hollandaise sont en moyenne 16 % plus faibles que celles mesurées sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts (Figure IV-85d et Tableau IV-37).

Conclusion

Ce chapitre a présenté deux plots expérimentaux sur lesquels des pieux en bois ont été battus et chargés en compression. La conception d'un nouveau dispositif d'instrumentation des pieux en laboratoire a permis de séparer le terme de pointe de la résistance de frottement.

Huit pieux ont été testés sur le plot expérimental de Rouen. Les sondages in situ ont permis de caractériser la nature des couches du terrain et d'en déterminer les principales propriétés de résistance.

Les résultats des essais de chargement ont montré que les portances limites des pieux en acacia et en pin étaient supérieures à celles des pieux en chêne et en hêtre, mais que les comportements mécaniques des pieux, suite à l'analyse des frottements latéraux unitaires limites mesurés, semblaient être indépendants de l'essence. La compilation des résultats a permis de tracer un nuage de points dans le plan (pression limite ; frottement latéral unitaire limite).

Quatre pieux chargés à Rouen ont été excavés puis battus sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts. Les propriétés de résistance de l'argile ont conduit à mesurer des portances limites des pieux en bois relativement faibles. L'instrumentation des pieux avec des extensomètres amovibles a permis de compléter les données mesurées à Rouen.

Les plages de valeurs des paramètres de calage α et k_τ relatifs aux lois de comportement exponentielle et trinéaire ont été déterminées à partir des résultats des essais de chargement et ont été comparées aux données mesurées en laboratoire. L'analyse des résultats a montré que les paramètres $k_{\tau,lab}$ et $k_{\tau,pieu,Rouen}$ étaient en moyenne inférieurs à $k_{\tau,EM}$. Tandis que les plages de valeurs des trois paramètres α_{lab} , $\alpha_{pieu,Rouen}$ et $\alpha_{s,EM}$ étaient relativement proches.

Parmi l'ensemble des lois et méthode de calcul étudiées, les lois de comportement exponentielle et trinéaire établie par [Frank et Zhao, \(1982\)](#) donnent une bonne estimation des tassements des pieux en bois chargés axialement.

La méthode de calcul hollandaise surestime les tassements des pieux battus sur les plots expérimentaux de Rouen et de Cubzac-les-Ponts en moyenne d'un facteur 2,7. Tandis que leurs portances limites calculées avec cette méthode sont sous-estimées d'un facteur 1,3 par rapport aux résistances mesurées sur site.

Le Chapitre IV, § 5.1.2 a brièvement présenté le calcul des résistances de frottement et de pointe des pieux en bois selon les recommandations établies dans la norme hollandaise [NEN-67-43, \(1991\)](#).

Plus généralement, le Chapitre V présente et compare différentes méthodes de dimensionnement des pieux en bois élaborées à l'étranger (principalement aux Pays-Bas et aux Etats-Unis). Une méthode de dimensionnement française des pieux en bois s'appuyant sur les caractéristiques pressiométriques des terrains est également proposée.

Chapitre V. Proposition d'une méthode de dimensionnement des pieux en bois à partir des caractéristiques pressiométriques du terrain

Introduction

L'abandon des pieux en bois dans les constructions en France est daté du milieu du 19^{ème} siècle.

Depuis son développement à la fin des années 1950 par L. Ménard, le pressiomètre a été largement utilisé en France pour déterminer les propriétés de résistance des sols. Les résultats de ces essais constituent aujourd'hui les « données d'entrée » des méthodes de dimensionnement françaises des fondations profondes.

L'abandon des pieux en bois étant antérieur d'un siècle au développement du pressiomètre, il n'existe à ce jour aucune règle professionnelle ni « contexte normatif » français permettant de justifier le dimensionnement et l'emploi de ce type de fondation dans la pratique actuelle.

A l'inverse, les Etats-Unis et les Pays-Bas ont su mettre en place des contextes normatifs nationaux favorables en publiant des documents officiels, comme le guide « Timber Pile Design and Construction Manual » ([AWPI, 2002](#)) et la norme [NEN-67-43, \(1991\)](#).

La première partie de ce chapitre présente un état de l'art des méthodes de dimensionnement des fondations profondes utilisées à l'étranger (Etats-Unis, Pays-Bas, etc.).

La seconde partie du chapitre présente une comparaison entre les données expérimentales (résistance de pointe, résistance de frottement et portance limite) mesurées sur les plots de Rouen et de Cubzac-les-Ponts et les résistances calculées à partir des différentes méthodes de dimensionnement présentées dans la première partie. Les paramètres relatifs aux méthodes de dimensionnement α - c_u (α) et des contraintes effectives (β et N_q) sont déterminés expérimentalement et comparés aux données publiées dans la littérature.

La troisième partie traite de l'évolution des méthodes de dimensionnement françaises des fondations profondes s'appuyant sur les résultats des essais pressiométriques, depuis les années 1960 jusqu'à la rédaction et la publication en 2012 de la norme d'application nationale française relative aux fondations profondes NF P 94-262 ([AFNOR, 2012](#)).

Une méthode de dimensionnement des pieux en bois s'appuyant sur les caractéristiques pressiométriques des terrains est proposée dans la quatrième partie de ce chapitre. Le

paramètre adimensionnel $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, le facteur de portance $k_{p,\text{pieu bois-sol}}$ et les coefficients de modèle sont explicités et leurs valeurs déterminées.

Enfin, la cinquième partie présente une synthèse des différentes méthodes de dimensionnement détaillées dans ce chapitre, à partir des résultats expérimentaux mesurés sur les plots de Rouen et de Cubzac-les-Ponts.

1 Synthèse bibliographique – Etat de l'art des méthodes de dimensionnement des pieux en bois

Les formules de dimensionnement des fondations profondes sont classées en deux catégories : les formules « dynamiques » établies à partir des caractéristiques de battage des pieux et les formules « statiques » dans lesquelles interviennent les propriétés de résistance du sol mesurées en laboratoire ou *in situ*.

1.1 Formules de dimensionnement « dynamiques »

1.1.1 Conditions d'application des formules

Durant le battage d'un pieu, les mécanismes de rupture dans les sols pulvérulents sont différents de ceux observés dans les sols cohérents.

Les formules dynamiques associent la portance limite d'un pieu à sa résistance à l'enfoncement lors du battage. Leur application est limitée, selon [Leonards, \(1968\)](#) aux sols pulvérulents, dans lesquels la portance limite calculée du pieu peut être corrélée aux résultats expérimentaux. Les sols pulvérulents présentent des propriétés mécaniques quasi-identiques pendant et après la phase de battage ; à l'inverse des sols cohérents dans lesquels la dissipation des surpressions interstitielles après battage conduit à une augmentation des contraintes effectives et de la portance limite du pieu.

La portance limite des pieux dépend de nombreux facteurs tels que le rendement de la masse frappante (masse trop faible ou trop élevée par rapport à la hauteur de chute), la présence d'un casque en tête des pieux permettant d'amortir les chocs et de dissiper une partie de l'énergie délivrée par la masse, ou encore l'élasticité du sol ([Buisson et Chapon, 1952](#)).

Les formules de battage ne permettent pas de rendre compte du mode de travail réel des pieux car elles ne prennent pas en compte la nature transitoire de l'impact de la masse frappante. Les phénomènes de propagation et de réflexion d'ondes dans le pieu restent également difficiles à estimer.

La formule des « Hollandais » a été la formule de battage la plus utilisée au cours des derniers siècles. Elle n'est néanmoins applicable que si la fraction d'énergie dépensée par diverses pertes, notamment l'élasticité du pieu, est négligeable par rapport à l'énergie réellement dépensée pour enfoncer le pieu ([Jezequel et Goulet, 1965](#)).

1.1.2 Formules de battage

Avant l'apparition des premières techniques de reconnaissance du sol au 18^{ème} siècle en France ([Maillard, 2006](#)), les fondations profondes en bois étaient dimensionnées à partir des formules de battage. La multiplicité de ces formules est la conséquence des écarts souvent observés entre la portance limite d'un pieu calculée à partir des formules de battage et celle mesurée expérimentalement ([Buisson et Chapon, 1952](#)). Le Tableau II-1 en présente quelques unes.

Tableau V-1. Formules de dimensionnement dynamiques présentées dans la littérature

$R_{D,cal}$: Portance limite du pieu (N) ; M : Poids de la masse frappante (N) ; H : Hauteur de chute de la masse frappante (m) ; P : Poids du pieu (N) ; e : Enfoncement du pieu dans le sol (m) ; e_E : raccourcissement élastique du pieu (m) ; s : enfoncement du pieu sous le dernier coup de mouton (m)		
Nom de la formule	Principe	Formule
Formule de Sanders (citée par Maillard, 2006)	L'énergie acquise par la masse frappante lors de sa chute est intégralement transmise au pieu. Les pertes énergétiques sont négligées.	$R_{D,cal} = \frac{M \times H}{e}$
Formule des « Hollandais » (citée par Maillard, 2006)	La quantité de mouvement perdue par la masse frappante est gagnée par le pieu au maximum de sa compression. Le poids de la masse frappante est pris en compte dans la formule. e' est le ratio entre l'enfoncement Δh de 10 cm de la pointe (m) et le nombre de coups (N_{d10}) enregistré pour un enfoncement de 10 cm.	$R_{D,cal} = \frac{M^2 \times H}{(M + P) \times e'}$
Formule de Crandhall ou Hiley (citée par Maillard, 2006)	L'énergie de battage est égale à la somme de l'énergie utile, du choc et de l'énergie absorbée par les déformations élastiques.	$R_{D,cal} = \frac{M^2 \times H}{(M + P) \times (e + \frac{e_E}{2})}$
Formule de Gates (citée par Maillard, 2006)	Relation expérimentale sans aucun support mathématique.	$R_{D,cal} = 4 \times \sqrt{M \times H} \times \log\left(\frac{25}{e}\right)$
Formule de Brix (Terzaghi, 1916)		$R_{D,cal} = \frac{H \times M \times P}{s \times (M + P)^2}$
Formule dite « Engineering New Formula » (citée par Graham et James, 1996)	Cette formule a été établie par Wellington en 1888 pour le battage des pieux en bois et largement utilisée durant des décennies sur le territoire américain. Le facteur de sécurité de cette formule est égal à 6 (Bowles, 1999).	$R_{D,cal} = \frac{2 \times P \times H}{s + 10^{-4}}$
Formule d'Yttrup et al., (1989)	Formule établie pour les pieux en bois de diamètre compris entre 100 et 150 mm et supportant de faibles descentes de charges.	$R_{D,cal} = \frac{0,4 \times M \times H}{e}$

1.2 Formules de dimensionnement « statiques »

Les formules statiques différencient la résistance de pointe de la résistance de frottement (Leonards, 1968). La portance limite d'un pieu est calculée en additionnant ces deux paramètres.

Les formules statiques sont classées en deux catégories différentes, fonction des paramètres géotechniques qu'elles emploient :

- Les formules utilisant les paramètres déterminés en laboratoire et faisant intervenir les propriétés de résistance du sol (résistance au cisaillement non drainée, angle de frottement du sol ou à l'interface sol-pieu) ;
- Les formules utilisant les paramètres déterminés *in situ* et faisant intervenir le module pressiométrique, la pression limite, les résistances de pointe à la pénétration statique et le nombre de coups mesurés lors de l'essai de pénétration dynamique au carottier.

1.2.1 Formules utilisant les paramètres déterminés en laboratoire

Deux méthodes de dimensionnement des pieux sont présentées dans ce paragraphe :

- La méthode α - c_u , initiée par Tomlinson et Wimpey, (1957) dans les années 1950, et applicable dans les argiles. L'analyse est réalisée en contraintes totales ;
- La méthode des contraintes effectives (appelée également méthode β), initiée par Burland, (1973), cité par Blanchet et al., (1980) dans les années 1970 et applicable dans les sols cohérents et pulvérulents.

1.2.1.1 Méthode α - c_u

Généralités sur les surpressions interstitielles induites par le battage et les essais de chargement

Le battage d'un pieu dans l'argile crée des surpressions interstitielles à proximité de la zone de battage. Elles sont la conséquence d'une modification des contraintes effectives moyennes durant le cisaillement, d'un remaniement partiel du sol et d'une augmentation des contraintes moyennes totales suite à l'expansion du sol lors de la pénétration du pieu (Randolph, 2003).

Les surpressions interstitielles se décomposent en trois termes distincts (Bond et Jardine, 1991) : une composante Δu_{ts} relative à l'augmentation des contraintes totales moyennes dans le sol ; une composante Δu_{sh} relative à la distorsion et au cisaillement du sol lors du battage ; et une composante Δu_{cyc} relative au comportement cyclique des pieux lors de leur battage.

Selon les auteurs, dans les argiles surconsolidées, les phénomènes de dilatance conduisent à des surpressions interstitielles Δu_{sh} négatives (phénomènes de succion) à proximité du pieu (pour une distance inférieure à 1,5 fois le rayon du pieu).

Les composantes Δu_{ts} et Δu_{sh} diminuent respectivement avec l'augmentation de la distance à la pointe et au fût du pieu.

Enfin, la phase de battage soumet le pieu à des cycles de déchargement/rechargement qui génèrent des surpressions interstitielles Δu_{cyc} positives dans le sol. Elles augmentent avec le

ratio $\frac{Distance_{pointe-pieu}}{Rayon_{pieu}}$, mais sont négligeables au voisinage de la pointe dans les argiles

présentant un ratio de surconsolidation élevé.

Juste après le battage, les surpressions interstitielles peuvent atteindre jusqu'à 5 à 7 fois la résistance au cisaillement non drainée de l'argile (Meyerhof, 1976). Leur dissipation s'accompagne, selon Skempton et Northey, (1952), d'une augmentation de la résistance de l'argile « molle » avec le temps. A l'inverse, les fissures créées suite à la fracturation des argiles raides lors de la phase de battage des pieux conduisent à une dissipation plus rapide des surpressions interstitielles. La résistance de ce type d'argile n'augmente donc que faiblement avec le temps (Meyerhof et Murdock, 1953, cités par Tomlinson et Wimpey, 1957).

Les surpressions interstitielles induites dans l'argile par l'essai de chargement du pieu sont de l'ordre de 0,2 à 0,5 fois la résistance au cisaillement non drainée de l'argile (Meyerhof, 1976).

Calcul de la résistance de frottement

Le frottement latéral unitaire limite d'un pieu dans le sol est qualifié, dans la littérature (Tomlinson et Wimpey, 1957 ; Peck, 1954, cité par Tomlinson et Wimpey, 1957), d'adhérence sol-pieu. Elle est définie comme le produit de la résistance au cisaillement non drainée c_u de l'argile par un facteur d'adhérence α représentant le pourcentage de résistance au cisaillement non drainée de l'argile mobilisée à l'interface sol-pieu (Cherubini et Vessia, 2007).

$$q_{s,cal} = \alpha c_u \quad (41)$$

On a vu, dans le Chapitre III, § 1.1.2, que l'adhérence entre les matériaux et le limon (notée c_a) était égale au produit d'un facteur f_a (équivalent au paramètre α) par la cohésion effective du sol (équivalente, en conditions non drainées, à la résistance au cisaillement non drainée c_u). L'adhérence dépend de la nature et de la résistance de l'argile, des dimensions du pieu, de son mode d'installation et du temps (Meyerhof, 1976).

Evolution du facteur d'adhérence α en fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile

Les premières études de l'évolution du facteur d'adhérence α en fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile c_u ont été réalisées dans les années 1950 par Tomlinson et Wimpey, (1957). Les auteurs ont analysé une centaine d'essais de chargement de pieux en bois, en béton et en acier réalisés par Fellenius, (1955) ; Moore, (1949), cités par Tomlinson et Wimpey, (1957) ; Rodin et Tomlinson, (1953) ; Peck, (1954), cité par Tomlinson et Wimpey, (1957) dans l'argile et ont corrélé le facteur α à la résistance au cisaillement non drainée c_u (Figure V-1).

Le dossier FOND 72 (Ministère de l'Équipement, 1972) (Chapitre V, § 3.1.2) contient également une courbe donnant l'évolution du frottement latéral unitaire limite des pieux en bois en fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile (Figure V-1).

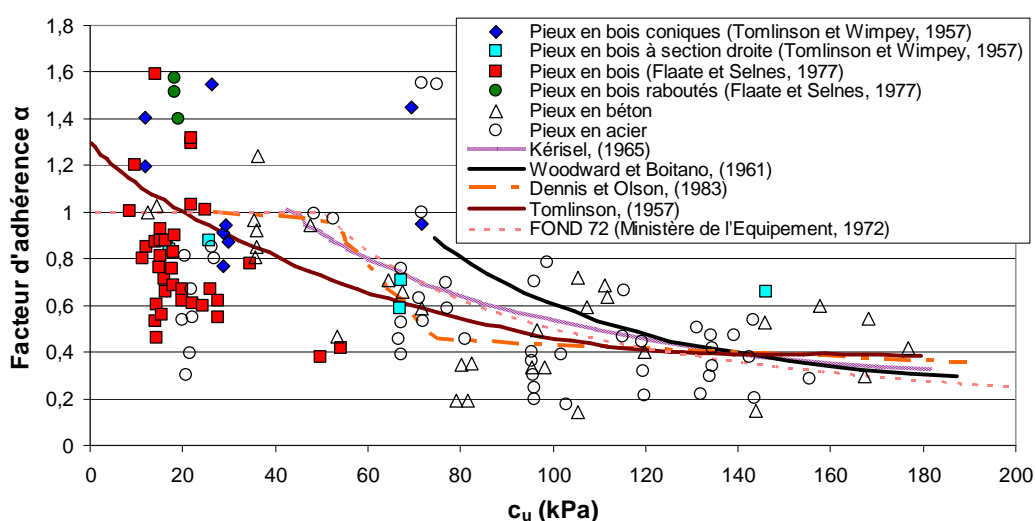


Figure V-1. Evolution du facteur d'adhérence α en fonction de la résistance au cisaillement non drainée (modifié d'après Tomlinson et Wimpey, 1957)

Deux hypothèses permettent d'expliquer la décroissance non linéaire de α en fonction de c_u :

- La déformation progressive de l'argile entourant le pieu transfère la charge par frottement de la tête vers la pointe du pieu. Pour les argiles raides, la résistance au cisaillement maximale est atteinte à proximité de la tête des pieux et pour de faibles déformations. A l'inverse, la résistance au cisaillement des argiles molles augmente avec la déformation, jusqu'à ce que la résistance maximale soit atteinte (Rodin et Tomlinson, 1953) ;
- Le battage d'un pieu dans l'argile crée des vides entre le pieu et le sol sur la partie supérieure de la fondation. Ils se referment suite à l'affaissement des argiles molles autour du pieu. A l'inverse, les vides subsistent dans les argiles raides (Tomlinson et Wimpey, 1957) et entraînent une diminution du facteur d'adhérence α à l'interface sol-pieu.

Les résultats des essais de chargement des pieux en bois de 8 à 16 m de longueur dans des argiles molles de Norvège réalisés par Flaate et Selnes, (1977) ; Tomlinson et Wimpey, (1957) montrent une certaine dispersion du coefficient α (Figure V-1). Sa plage de variation s'étend de 0,4 à 1,6. Sharman et Halcrow, (1961) ont montré empiriquement que le coefficient α était égal à 0,4 pour les pieux en bois coniques.

Enfin, Tomlinson, (1994) a établi des abaques sur lesquels l'évolution du facteur d'adhérence α est fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile, du ratio entre la longueur de pieu dans l'argile (D) et son diamètre (B), ainsi que de la coupe géologique du sol (Figure V-2).

Si le pieu est battu dans du sable et de l'argile raide (Figure V-2a), les vides créés dans l'argile sont comblés par le sable. Le facteur d'adhérence à l'interface sol-pieu est donc plus élevé dans cette géologie que dans celles définies sur la Figure V-2b (couches d'argile molle et raide) et la Figure V-2c (couche d'argile).

Les méthodes de dimensionnement des pieux en bois utilisées sur le territoire américain sont répertoriées dans le guide intitulé « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002). Le dimensionnement de cette technologie de pieux à partir de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile fait référence aux abaques de la Figure V-2 :

- La Figure V-2a et la Figure V-2d font référence à un pieu en bois battu dans l'argile raide sous-jacente à une couche de sable et gravier ;
- La Figure V-2b et la Figure V-2e font référence à un pieu en bois battu dans l'argile raide sous-jacente à une couche d'argile molle ;
- La Figure V-2a et la Figure V-2d font référence à un pieu en bois battu dans l'argile.

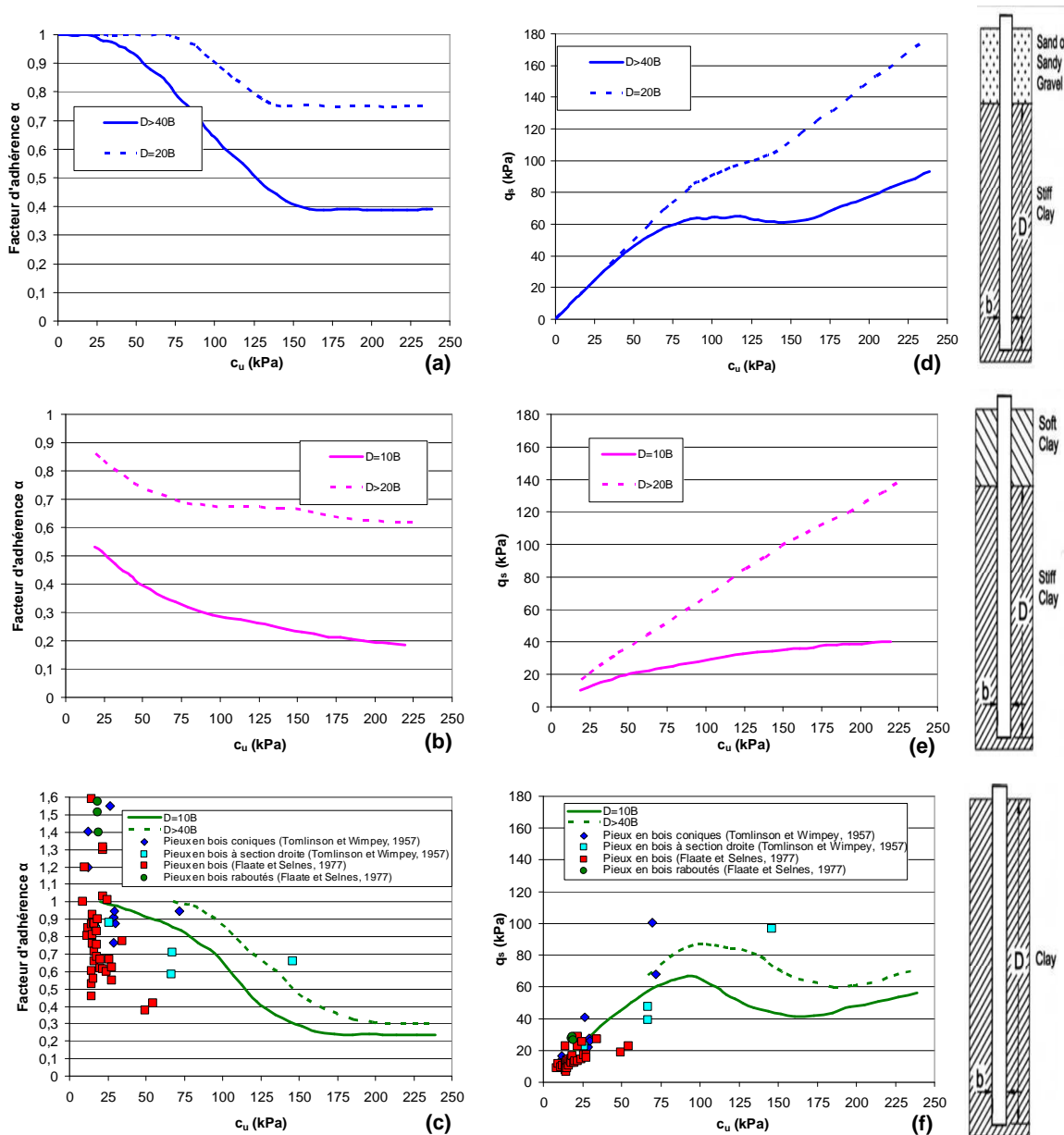


Figure V-2. Evolution du facteur d'adhérence α (a, b et c) et du frottement latéral unitaire (d, e et f) des pieux en bois en fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile (modifié d'après Tomlinson, 1994)

Evolution du facteur d'adhérence α en fonction du degré de surconsolidation de l'argile

Les recherches menées en géotechnique offshore dans les années 1980 ont mis en évidence une dépendance (non linéaire) entre la mobilisation du frottement latéral unitaire d'un pieu battu dans l'argile et son degré de surconsolidation.

Les travaux menés par Randolph et Wroth, (1982), cités par Tomlinson, (1994) ont montré que l'influence du degré de surconsolidation de l'argile sur le facteur d'adhérence pouvait être prise en compte en divisant la résistance au cisaillement non drainée de l'argile par la contrainte verticale effective dans le sol σ'_{v0} . L'Institut Pétrolier Américain (API) recommande d'utiliser les formules établies par Randolph et Murphy, (1985) pour déterminer le facteur α :

$$\alpha = 0,5 \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{-0,5} \text{ si } \frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \leq 1, \text{ soit } q_{s,cal} = 0,5 \sqrt{c_u \sigma'_{v0}} \quad (42)$$

$$\alpha = 0,5 \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{-0,25} \text{ si } \frac{c_u}{\sigma'_{v0}} > 1, \text{ soit } q_{s,cal} = 0,5 c_u^{0,75} \sigma'_{v0}{}^{0,25} \quad (43)$$

Calcul de la résistance de pointe

Le calcul de la résistance de pointe d'un pieu dans un sol frottant et cohérent fait intervenir la cohésion du sol c' , la contrainte verticale effective dans le sol sous la pointe de pieu σ'_{v0} , ainsi que trois facteurs dépendant de l'angle de frottement interne du sol : le terme de profondeur N_q , le terme de cohésion N_c et le terme de surface N_γ . La faible largeur des fondations profondes conduit à négliger le terme N_γ (Bowles, 1999).

L'expression générale de la résistance de pointe unitaire limite du pieu est la suivante :

$$q_{b,cal} = c' \times N_c \times d_c \times s_c + \eta \times \sigma'_{v0} \times N_q \times d_q \times s_q \quad (44)$$

Avec d_c et d_q deux facteurs dépendant de la longueur et de la largeur du pieu, ainsi que de l'angle de frottement interne effectif du sol, η un facteur dépendant du coefficient de pression des terres au repos K_0 , et s_c et s_q deux facteurs de forme tenant compte de la géométrie de la fondation.

Les paramètres N_q et N_c sont fonctions de φ et du ratio L/B (Berenzantzev et al., 1961, cités par Nordlund, 1963). Selon ces auteurs, l'influence du ratio L/B sur le paramètre N_q peut être négligée lorsque L/B est inférieur à 70. Suite aux travaux de l'Herminier et de l'Imperial College, Caquot et Kerisel, (1966) ont proposé les relations suivantes :

$$N_c = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \times \frac{e^{\pi \tan(\varphi) - 1}}{\tan(\varphi)} \quad (45)$$

$$N_q = 10^{3,04 \times \tan(\varphi)} \text{ si } L > \frac{B}{4} \times N_q^{2/3} \quad (46)$$

$$N_q = \frac{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \times e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \varphi \right) \times \tan(\varphi)}}{\cos(\varphi) - \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \text{ si } L < \frac{B}{4} \times N_q^{2/3} \quad (47)$$

Dans le cas des sols purement cohérents ($\varphi=0$ et $c=c_{u,b}$), le terme N_q est égal à 1 et le terme N_c est souvent pris égal à 9. L'expression de la résistance de pointe unitaire limite est alors la suivante :

$$q_{b,cal} = 9 \times c_{u,b} \quad (48)$$

Cette expression a été retenue dans le document normatif « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002) pour le calcul de la résistance de pointe unitaire limite des pieux en bois à partir de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile.

Sharman et Halcrow, (1961) ; Blanchet et al., (1980) et Eide et al., (1961) ont également établi deux formules donnant la résistance de pointe unitaire limite en fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile (Tableau V-2).

Tableau V-2. Formules de calcul de la résistance de pointe unitaire limite présentées dans la littérature

Formules	Hypothèses / Conditions d'application
$q_{b,cal} = c_{u,b} \times N_c + \gamma \times D$ (Blanchet et al., 1980 ; Eide et al., 1961)	Conditions non drainées Application dans les argiles
$q_{b,cal} = 9,5 \times c_{u,b}$ (Sharman et Halcrow, 1961)	Analyses en contraintes totales Formule retenue pour les pieux en bois coniques

1.2.1.2 Méthode des contraintes effectives (méthode β)

Calcul de la résistance de frottement

En géotechnique offshore, la majeure partie des pieux est dimensionnée selon les recommandations établies par l'Institut Pétrolier Américain (API). Ces recommandations s'appuient, dans la version de 1993 (Hossain et Briaud, 1993), sur le critère de rupture de Coulomb par frottement. La valeur de la contrainte de cisaillement au fût à la rupture est déterminée à partir de la formule suivante :

$$q_{s,cal} = \sigma'_{rf} \tan \delta' \quad (49)$$

$$\sigma'_{rf} = K \sigma'_{v0} \quad (50)$$

K représente le coefficient de pression des terres à la rupture à l'interface entre le sol et le pieu, σ'_{v0} la contrainte verticale effective initiale dans le sol, σ'_{rf} la contrainte normale effective sur le fût à la rupture, $q_{s,cal}$ la contrainte de cisaillement calculée sur le fût à la rupture et δ' l'angle de frottement d'interface sol-pieu.

Selon le guide « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002), cette méthode peut être utilisée pour dimensionner les pieux en bois dans les sols cohérents et pulvérulents. Vijayvergiya, (1977) préconise d'employer cette méthode uniquement dans les sols granulaires.

La méthode des contraintes effectives a été développée par Burland, (1973), cité par Bowles, (1999) et Blanchet et al., (1980) dans les années 1970-1980. Elle suppose que la contrainte effective à la surface du pieu q_s après dissipation des surpressions interstitielles soit supérieure ou égale à la contrainte effective horizontale dans le sol avant battage du pieu (Bowles, 1999), c'est-à-dire que $\beta = K \tan(\delta) \leq 1$.

Les valeurs de K et $\tan(\delta)$ sont déterminées empiriquement. Burland, (1973), cité par Blanchet et al., (1980) a supposé, à proximité des pieux à section droite, que le coefficient des terres K était égal à $1 - \sin(\varphi')$, avec φ' l'angle de frottement interne effectif de l'argile. Si les pieux sont coniques, le coefficient des terres augmente et est égal à $2 \times K_0$ (Blanchet et al., 1980). Les études statistiques menées par Kulhawy, (1983) sur des essais de chargement de pieux ont montré que le ratio K/K_0 était compris entre 1 et 2 pour des pieux battus. Si les pieux battus sont coniques, ce rapport varie, selon Bowles, (1999), entre 1,7 et 2,2 et peut atteindre, selon Blanchet et al., (1980), la valeur de 4 dans les argiles.

Les essais de chargement de pieux dans des sables moyennement denses à denses (Vijayvergiya, 1977) ont montré que la valeur de K était comprise entre 0,8 (tests en traction) et 1,25 (tests en compression). Cette dernière valeur est identique à celle calculée par Mansur

et Hunter, (1970) lors d'un essai de chargement en compression puis en traction d'un pieu en bois dans du sable. Enfin, pour les sables lâches, la valeur de K tend vers K_a , le coefficient de poussée des terres.

Le coefficient de pression des terres K peut être également corrélé à la densité relative du sable selon la formule suivante :

$$K = 0,50 + 0,008D_r \quad (\text{Bowles, 1999}) \quad (51)$$

Avec D_r la densité relative du sable, déterminée par corrélation avec les valeurs de N_{SPT} .

Enfin, le coefficient de pression des terres dans les argiles surconsolidées $K_{0,OC}$ peut être défini en fonction du coefficient de pression des terres dans les argiles normalement consolidées $K_{0,NC}$, du degré de surconsolidation OCR et de l'angle de frottement interne effectif de l'argile φ' (Mayne et Kulhawy, 1982) :

$$K_{0,OC} = K_{0,NC} OCR^{\sin(\varphi')} \quad (52)$$

Les valeurs de l'angle de frottement d'interface $\delta_{\text{sol-matériau}}$, ainsi que les paramètres l'influençant ont été étudiés dans le Chapitre III, § 3.2.

Evolution du coefficient β en fonction de la profondeur

Les premières valeurs empiriques du coefficient β ont été déterminées à partir d'un grand nombre d'essais de chargement de pieux en béton et en acier de plus de 10 m de long battus dans des argiles molles à fermes (Figure V-3). En compilant ces essais, Le Tirant, (1992) a montré que β variait entre 0,25 et 0,4, (avec une valeur moyenne de 0,32). Ce facteur dépend du degré de surconsolidation de l'argile et s'exprime selon la formule :

$$\beta = (1,5 \pm 0,5)K \tan(\delta)\sqrt{OCR} \quad (53)$$

Les valeurs du facteur β relatives aux pieux en bois et calculées par Tomlinson et Wimpey, (1957), Flaate et Selnes, (1977) et Blanchet et al., (1980) sont ajoutées sur la Figure V-3.

Flaate et Selnes, (1977) ont calculé les valeurs du facteur β en divisant le frottement latéral unitaire limite des pieux en bois par les contraintes effectives verticales dans le sol. Les profondeurs correspondantes ont été calculées à mi-hauteur des pieux.

Les pieux en bois présentant en moyenne des longueurs plus faibles que celles employées en géotechnique offshore (Le Tirant, 1992), les valeurs de β reportées sur la Figure V-3 se situent dans la partie supérieure du nuage de points établi par Le Tirant, (1992).

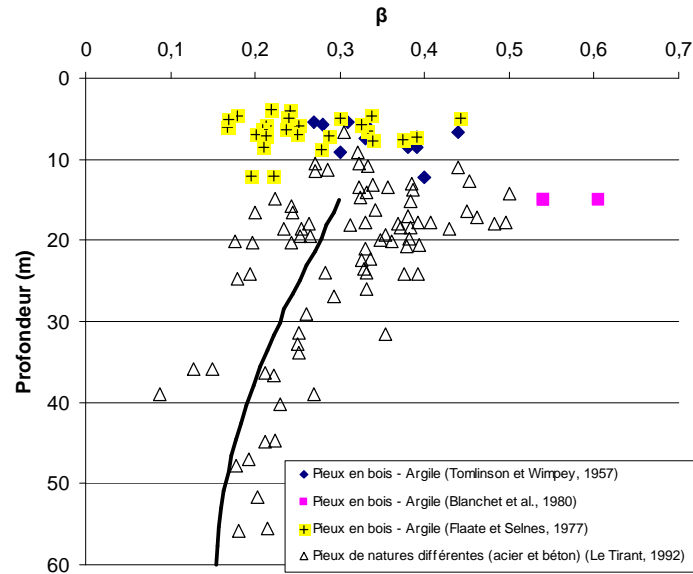


Figure V-3. Evolution du facteur β en fonction de la profondeur (modifié d'après Le Tirant, 1992)

Choix du coefficient β dans le dimensionnement des pieux en bois

Flaate et Selnes, (1977) ; Tomlinson et Wimpey (1957) ont déterminé, à partir d'essais de chargement statique sur des pieux en bois dans l'argile, des valeurs enveloppes du coefficient β (Figure V-4).

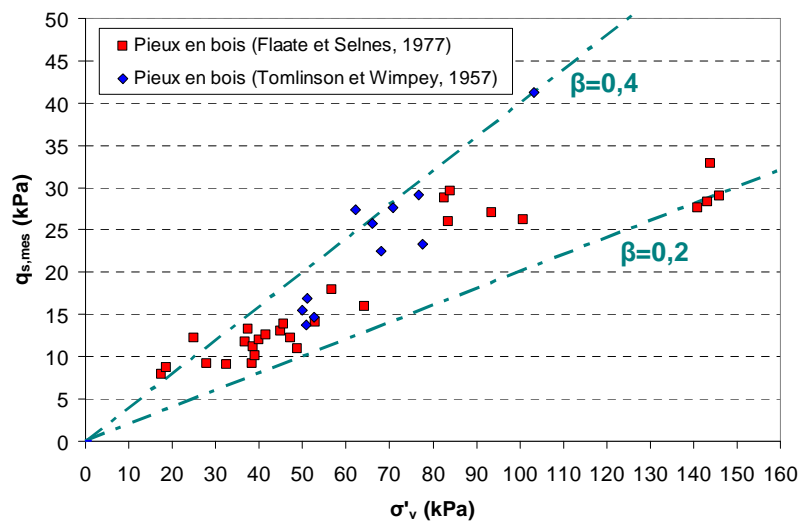


Figure V-4. Plage de valeurs du facteur β (modifié d'après Flaate et Selnes, 1977)

Ce coefficient est compris entre 0,2 et 0,4. Cette plage de variation confirme les résultats de l'étude menée par Bjerrum et al., (1957) sur le tassement des pieux en bois d'une culée d'un pont à Aggersund, dans laquelle le coefficient β dans l'argile limoneuse molle était compris entre 0,20 et 0,30.

A l'inverse, les résultats des essais de chargement des pieux en bois battus dans des argiles ont montré que le coefficient β pouvait atteindre, selon Tavenas et al., (1978), cités par Blanchet et al., (1980), la valeur de 0,82.

La méthode de dimensionnement des pieux en bois s'appuyant sur les contraintes effectives préconisée par l'AWPI dans l'ouvrage « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002) reprend les résultats des travaux menés par Fellenius, (1991). L'auteur a établi des plages de valeurs du coefficient β en fonction de la nature du sol et de son angle de frottement interne déterminé en laboratoire ou par corrélation avec la valeur de N_{SPT} (Figure V-5).

Les valeurs de β dans les argiles sont similaires à celles établies par Flaate et Selnes, (1977) (Figure V-4).

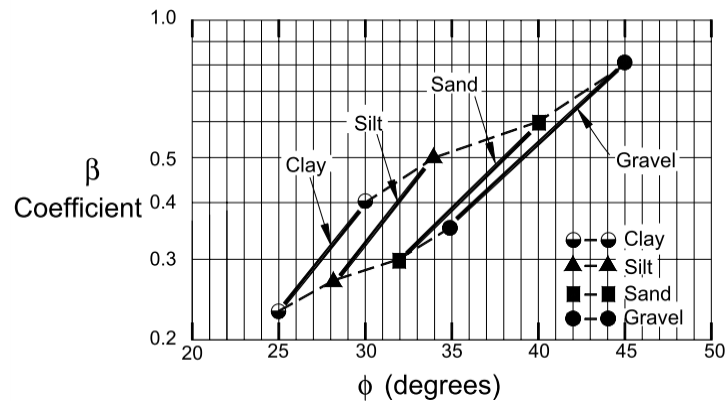


Figure V-5. Plages de valeurs du coefficient β en fonction de l'angle de frottement interne du sol (Fellenius, 1991)

Calcul de la résistance de pointe

Selon la méthode des contraintes effectives, la résistance de pointe unitaire limite des pieux en bois est calculée, à long terme (conditions drainées), en multipliant la contrainte verticale effective en pointe de pieu $\sigma'_{v0,b}$ par un terme de profondeur N_q corrélé à l'angle de frottement interne du sol (Figure V-6).

$$q_{b,cal} = N_q \times \sigma'_{v0,b} \quad (54)$$

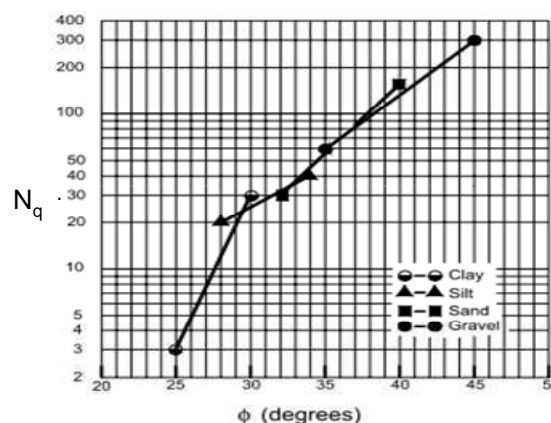


Figure V-6. Estimation du facteur N_q en fonction de l'angle de frottement interne du sol (Fellenius, 1991)

Cette formule précédemment établie par Berenzantzev et al., (1961), cités par Blanchet et al., (1980) est reprise dans l'ouvrage « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002).

1.2.2 Formules utilisant les paramètres déterminés *in situ*

L'essai de pénétration au carottier (Standard Penetration Test) est l'essai de reconnaissance le plus couramment utilisé aux Etats-Unis dans le dimensionnement des fondations profondes. Les nombreuses méthodes de dimensionnement des pieux en bois détaillées dans l'ouvrage « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002) reposent sur les résultats de ces essais. Elles s'appuient sur des corrélations entre les valeurs de N_{SPT} et l'angle de frottement interne du sol φ .

1.2.2.1 Méthode de Nordlund en lien avec les résultats des essais de pénétration au carottier

La méthode de Nordlund, utilisée dans le calcul de la résistance des pieux en bois dans les sables graves, est détaillée dans l'ouvrage « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002).

Calcul de la résistance de frottement

La résistance de frottement des pieux en bois dans les sables graves est calculée à partir de l'expression générale suivante :

$$R_{s,cal} = \sum_{z=0}^{z=L} \frac{K_{\delta} \times C_F \times \sigma'_{v,z} \times \sin(\delta + \omega) \times C_z \times l_z}{\cos(\omega)} \quad (55)$$

K_{δ} est le coefficient de pression de terres à la profondeur z , C_F un facteur correcteur de K_{δ} lorsque $\delta \neq \varphi$, $\sigma'_{v,z}$ (kPa) la contrainte effective dans le sol à la profondeur z , δ ($^{\circ}$) l'angle de frottement d'interface sol-pieu, ω ($^{\circ}$) la conicité du pieu, C_z (m) le périmètre du pieu à la profondeur z , l_z (m) la hauteur du tronçon et L (m) la longueur du pieu.

La Figure V-7a permet de déterminer, à partir des valeurs de N_{SPT} mesurées aux différentes profondeurs lors des essais *in situ*, l'angle de frottement interne des sables graves $\varphi_{\text{sables graves}}$. Selon Nordlund, (1963), ces corrélations, établies par Peck et al., (1953), cités par Nordlund, (1963) sont justifiées dans la mesure où l'angle de frottement interne d'un sol et la valeur de N_{SPT} augmentent avec la profondeur.

L'angle de frottement d'interface $\delta_{\text{sables graves-bois}}$ peut être calculé à partir du volume de sol déplacé et de l'angle de frottement interne (Figure V-7b). Notons que cet abaque a été établi à partir d'un seul essai de chargement de pieux en bois (Nordlund, 1963).

La valeur du coefficient K_{δ} est déterminée à partir de la Figure V-7c. Cet abaque a été établi par Caquot et Kérisel, (1948), cités par Nordlund, (1963). Si l'angle de frottement interne des sables graves est différent de l'angle de frottement d'interface $\delta_{\text{sables graves-bois}}$, le coefficient de pression des terres K_{δ} est multiplié par un facteur de correction C_F (Figure V-7d).

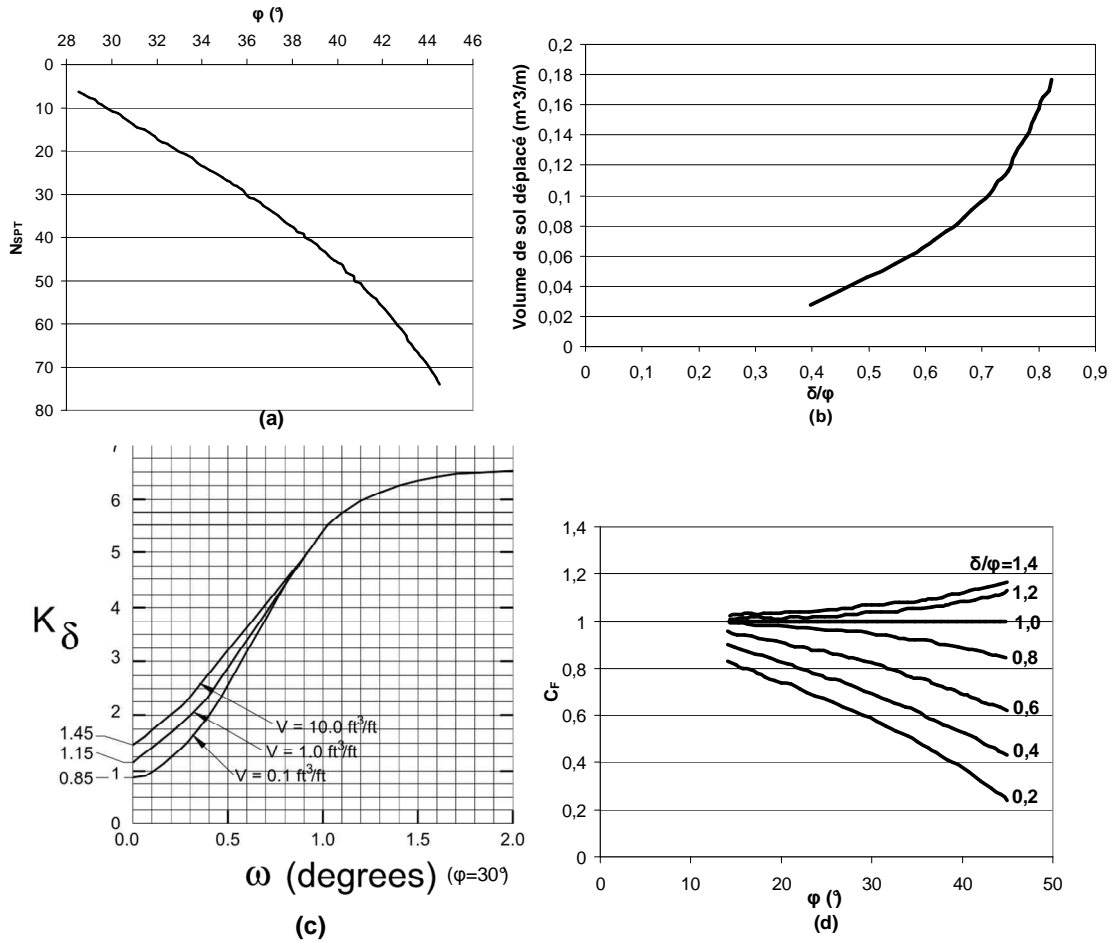


Figure V-7. Evolution de l'angle de frottement du sol en fonction de N_{SPT} (a), du ratio δ/ϕ en fonction du volume de sol déplacé (b), du facteur K_δ en fonction du volume de sol déplacé et de la conicité des pieux (c), du facteur correcteur C_F en fonction de l'angle de frottement du sol (d) (modifié d'après AWPI, 2002)

Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe des pieux en bois dans les sables graves est calculée à partir de l'expression générale suivante :

$$R_{b,cal} = \alpha_p \times N_q \times A_b \times \sigma'_{v,b} \quad (56)$$

α_p est un facteur sans dimension dépendant de la largeur et de la profondeur de la fondation, N_q le facteur de portance défini dans le Chapitre V, § 1.2.1.1, A_b (m^2) la surface de la pointe du pieu et $\sigma'_{v,b}$ (kPa) la contrainte verticale effective dans le sol au niveau de la pointe des pieux.

La Figure V-8a permet de déterminer, à partir de l'angle de frottement interne des sables graves et du ratio L/B , le coefficient α_p .

Le facteur de portance N_q est fonction de l'angle de frottement interne des sables graves (Figure V-8b).

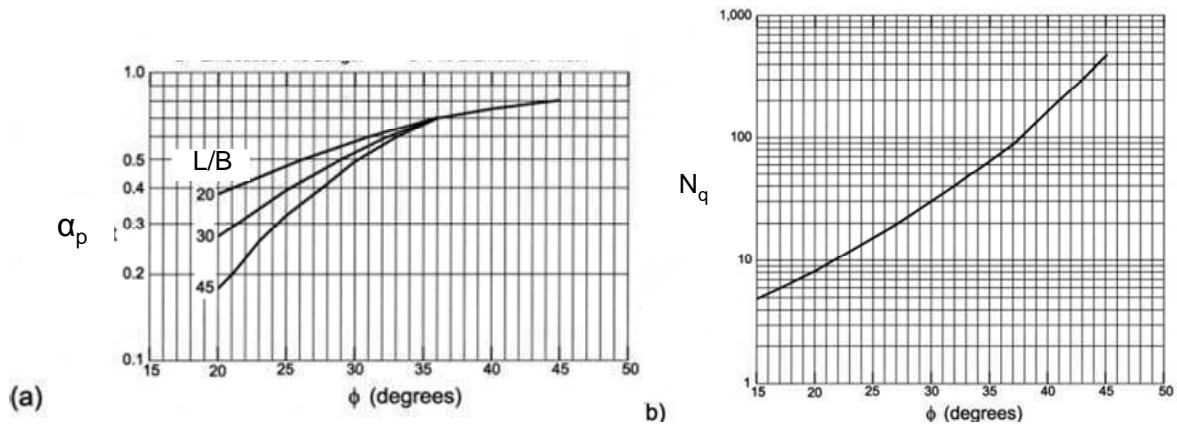


Figure V-8. Evolution des facteurs α_p (a) et N_q (b) en fonction de l'angle de frottement interne du sol (modifié d'après AWPI, 2002)

Influence de la conicité des pieux sur leur résistance

Au cours de ces dernières décennies, de nombreux auteurs (Wei et El Naggar, 1998, cités par Tominaga et al., 2007 ; Zil'berberg et Sherstnev, 1990, cités par Paik et al., 2009) ont étudié l'influence de la conicité des pieux sur la mobilisation du frottement latéral et de la résistance des pieux dans le sol à partir d'essais en chambre d'étalonnage.

Tominaga et Chen, (2006), cités par Tominaga et al., (2007) ont proposé un modèle consistant à discrétiser le sol et le pieu en tranches rigides (Figure V-9). Ce modèle s'appuie sur l'hypothèse qu'il n'existe pas d'interactions entre les tranches du pieu et que la conicité du pieu ω ($^\circ$) est inférieure à $1/20$.

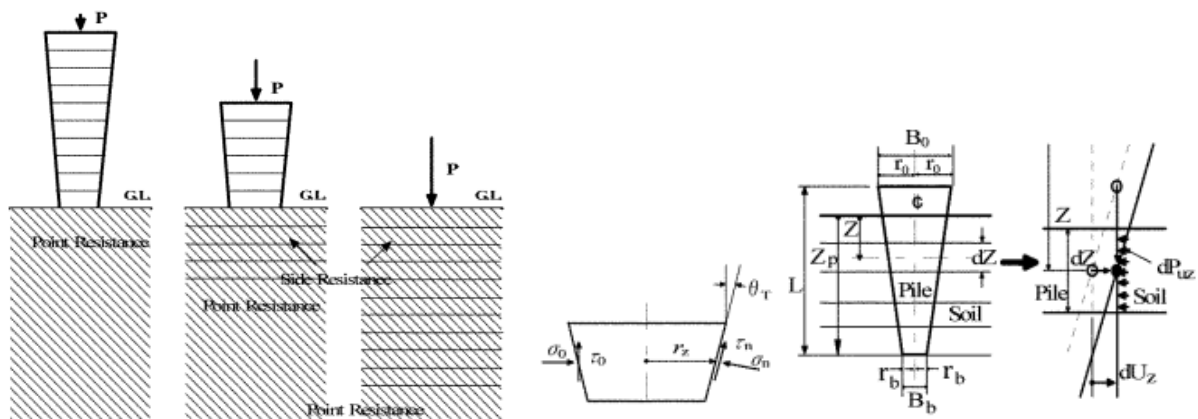


Figure V-9. Discrétisation du pieu en tranches rigides (Tominaga et Chen, 2006, cités par Tominaga et al., 2007)

Selon les auteurs, la résistance de frottement du pieu s'exprime selon la formule :

$$R_{s,cal} = \int_0^L 2\pi r_z (\sigma_0 \tan(\delta + \omega) + \frac{c_a \sec(\omega)}{1 - \tan(\delta) \tan(\omega)}) dz \quad (57)$$

$$\text{avec } \sigma_0 = K_0 \gamma z + dp_{uz} \quad (58)$$

La conicité du pieu crée une déformation radiale du sol notée dU_z et une réaction latérale du sol dp_{uz} évaluée à partir d'un modèle élasto-plastique à deux dimensions :

$$dpu_z = \frac{E}{1+\nu} \frac{dU_z / r_z}{1 + dU_z / r_z} \quad (59)$$

Enfin, Paik et al., (2009), dont les résultats de leur étude ont été présentés dans le Chapitre I, § 2.1.2.2, ont établi deux expressions de la résistance de frottement et de la résistance de pointe des pieux en acier coniques, à partir de celles des pieux à section droite, de la conicité ω , de la densité relative du sable D_R et du coefficient de pression des terres au repos K_0 :

$$R_{s,cal,piou.conique} = R_{s,cal,piou.section.droite} \times \left[1 + (6,3 - 22,6 \ln(K_0)) \frac{\omega}{D_R} \right] \quad (60)$$

$$R_{b,cal,piou.conique} = R_{b,cal,piou.section.droite} \times \left(1 + \omega \left[0,508 \left(\frac{D_R}{100} \right)^{1,5} \ln(K_0) + 0,357 \right] \right) \quad (61)$$

1.2.2.2 Méthode de Meyerhof en lien avec les résultats des essais de pénétration au carottier

La méthode de dimensionnement établie par Meyerhof en 1976 (AWPI, 2002) s'appuie sur des corrélations entre les résultats des sondages SPT réalisés dans les sables graves et des essais de chargement statique de pieux. L'influence de nombreux paramètres comme la hauteur de chute de la masse frappante, la longueur des pieux, l'énergie transmise par la masse frappante au pieu lors de la phase de battage sur la résistance des pieux a conduit à limiter l'emploi de cette méthode aux études préliminaires (AWPI, 2002).

Calcul de la résistance de frottement

La résistance de frottement des pieux en bois dans les sables graves est calculée à partir de l'expression générale suivante :

$$R_{s,cal} = \sum_{z=0}^{z=L} (1,9 \times N' \times \pi \times B_z \times \Delta z) \quad (62)$$

$$N' = N_{SPT} \times C_N \quad (63)$$

N' la valeur corrigée de N_{SPT} et C_N le facteur de correction dépendant de la contrainte effective verticale dans le sol (Figure V-10).

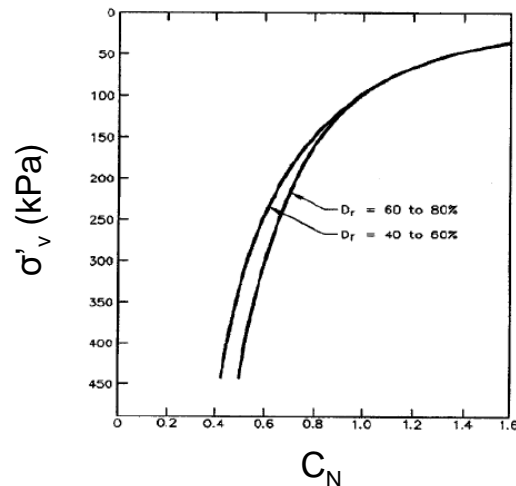


Figure V-10. Evolution du facteur C_N en fonction de la contrainte verticale effective dans le sol (modifié d'après AWPI, 2002)

Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe des pieux en bois dans les sables graves s'exprime selon la formule :

$$R_{b,cal} = \frac{38,3 \times N'_b \times D_b}{B_b} \times A_b \quad (64)$$

Avec B_b (m) le diamètre de la pointe du pieu, D_b (m) la profondeur d'encastrement du pieu dans la couche portante et N'_b la valeur corrigée de N_{SPT} dans la couche portante.

1.2.2.3 Méthode hollandaise en lien avec les résultats des essais de pénétration statique au cône

Les fondations profondes aux Pays-Bas sont dimensionnées à partir des résultats d'essais de pénétration statique au cône (Cone Penetration Test). Ce type d'essai présente, selon [Evarts et Luger, \(1997\)](#), un coût peu élevé et est particulièrement adapté à la géologie des sols dans ce pays. La méthode de dimensionnement des pieux en bois est détaillée dans la norme hollandaise [NEN-67-43, \(1991\)](#) et a été largement utilisée aux Pays-Bas.

Contrairement aux méthodes de dimensionnement présentées dans l'ouvrage « Timber Pile Design and Construction Manual » ([AWPI, 2002](#)) (Chapitre V, § 1.2.2.1), la méthode de dimensionnement hollandaise ne fait intervenir aucune corrélation entre les valeurs de q_c et les propriétés de résistance du sol.

Les fondations profondes aux Pays-Bas peuvent être dimensionnées avec des règles de calculs autres que celles présentées dans la norme hollandaise [NEN-67-43, \(1991\)](#) mais doivent être généralement complétées par un essai de chargement statique afin de vérifier les résultats obtenus.

Calcul de la résistance de frottement

La résistance de frottement des pieux est corrélée à la valeur de la résistance de pénétration statique au cône selon la formule :

$$R_{s,cal} = \pi \int_0^L (B_z \times \alpha_s \times q_{c,z}) dz \quad (65)$$

B_z (m) est le diamètre du pieu. Il dépend de la profondeur z dans le cas d'un pieu conique.

α_s est un facteur tenant compte du mode de mise en œuvre et du type de pieu dans le sol. Il est égal à 0,012 pour les pieux en bois.

$q_{c,z}$ (kPa) est la résistance de pénétration statique au cône à la profondeur z .

Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe des pieux est calculée à partir de l'expression générale suivante :

$$R_{b,cal} = \frac{1}{2} \times \alpha_p \times \beta \times s \times \frac{q_{c,1} + q_{c,2}}{2} \times A_b \quad (66)$$

α_p est un facteur relatif au mode de mise en œuvre des pieux. Il est égal à 1 pour les pieux battus.

β est un facteur relatif à la pointe des pieux élargie (dont les dimensions sont supérieures à celles du fût). Il est égal à 1 pour les pieux en bois.

s est un facteur de forme, inférieur à l'unité dans le cas de pieux à section rectangulaire et égal à 1 pour les pieux en bois.

$q_{c,1}$ (kPa) et $q_{c,2}$ (kPa) correspondent aux moyennes des valeurs des résistances de pénétration statique au cône sur des hauteurs comprises respectivement entre la pointe du pieu et quatre diamètres du pieu sous la pointe, et entre la pointe du pieu et huit diamètres au-dessus de la pointe.

Les coefficients α_s , α_p , β et s intervenant dans le calcul des résistances de pointe et de frottement des pieux ont été fixés à la suite d'essais sur sites dans les années 1960. Mais nous n'avons pu avoir accès à la base de données regroupant ces essais (car trop ancienne) pour étayer cette méthode de calcul.

1.2.2.4 Méthode de Nottingham, (1975) et Schmertmann, (1978) en lien avec les résultats des essais de pénétration statique au cône

A l'instar de la norme hollandaise, cette méthode s'appuie sur les caractéristiques pénétrométriques du sol et a été établie à partir d'essais en chambre d'étalonnage et *in situ*. Elle est largement utilisée aux Etats-Unis et est résumée dans le guide rédigé par Schmertmann, (1978) et intitulé « Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design ».

Calcul de la résistance de frottement

La résistance de frottement des pieux est corrélée à la valeur de la résistance de pénétration statique au cône. Son expression générale est la suivante :

$$R_{s,cal} = K [0,5(f_s A_s)_{0\text{à}8B} + (f_s A_s)_{8B\text{à}L}] \quad (\text{sols pulvérulents}) \quad (67)$$

$$R_{s,cal} = \alpha_{CPT} f_s A_s \quad (\text{sols cohérents}) \quad (68)$$

K est un facteur dépendant du ratio L/B, α_{CPT} le ratio entre le frottement latéral unitaire limite du pieu et le frottement latéral local f_s mesuré lors des essais au pénétromètre statique (Figure V-11) (Chapitre IV, § 2.2.2.6).

Le facteur α_{CPT} dépend de la forme et du type de pieu. Il varie, selon Abu-Farsakh et Titi, (2007) entre 0,2 et 1,25 dans les sols argileux et entre 0,8 et 2 dans les sables. Le frottement latéral unitaire limite est limité à 120 kPa.

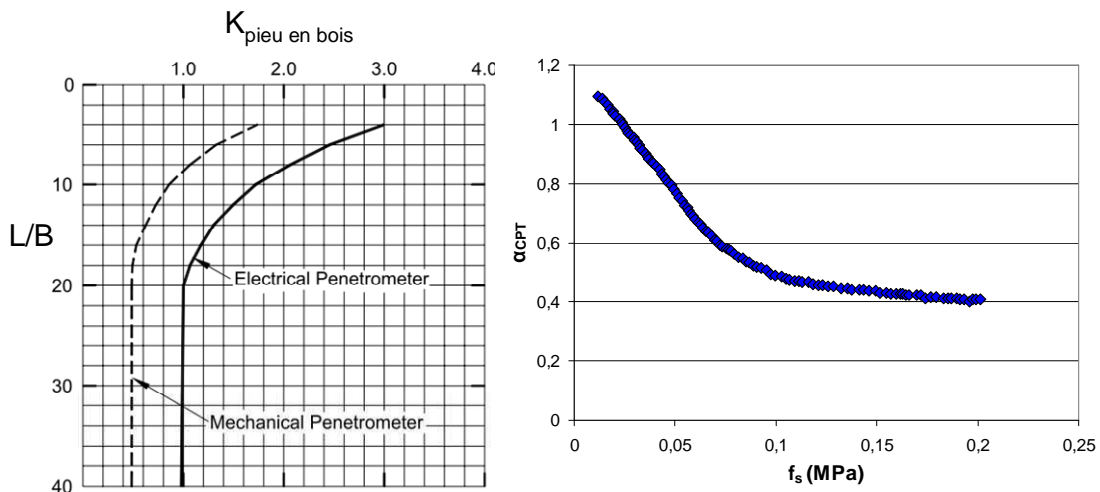


Figure V-11. Evolution du facteur K en fonction du ratio L/B et du facteur α' en fonction de f_s (modifié d'après AWPI, 2002)

Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe des pieux est calculée à partir de l'expression générale suivante :

$$R_{b,cal} = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} A_b \quad (69)$$

Cette formule est identique à celle établie dans la norme hollandaise NEN-67-43, (1991). Les valeurs de $q_{c,1}$ et $q_{c,2}$ ont été définies dans le Chapitre V, § 1.2.2.3.

La méthode de Nottingham, (1975) et Schmertmann, (1978) impose une valeur maximale de la résistance de pointe unitaire limite égale à 15 MPa, valeur qui peut être dépassée, selon Eslami et Fellenius, (1995), dans les sables denses.

2 Comparaison entre les différentes méthodes de calcul et les résultats d'essais obtenus sur les plots expérimentaux

2.1 Présentation des mesures expérimentales

Les portances limites des pieux en bois battus sur les plots expérimentaux de Rouen et de Cubzac-les-Ponts ont été déterminées à partir d'essais de chargement statique. L'instrumentation des pieux avec des extensomètres amovibles a permis de séparer les résistances de pointe et de frottement (Chapitre IV, § 1.4). Le Tableau IV-18 récapitule les valeurs mesurées.

Tableau V-3. Répartition des charges entre la pointe et le fût des pieux en bois mesurées sur les plots expérimentaux

	Site expérimental de Rouen			Site expérimental de Cubzac-les-Ponts		
	$R_{s,mes}$ (kN)	$R_{b,mes}$ (kN)	$R_{c,mes}$ (kN)	$R_{s,mes}$ (kN)	$R_{b,mes}$ (kN)	$R_{c,mes}$ (kN)
Pieu n°1 - Hêtre	196	44	240			
Pieu n°2 - Hêtre	290	34	324			100
Pieu n°3 - Pin	218	92	310			
Pieu n°4 - Pin	131	87	218	35	3	38
Pieu n°5 - Chêne	130	66	196	48	5	53
Pieu n°8 - Acacia	157	62	219			
Pieu n°9 - Acacia	154	67	221	52	4	56

2.2 Application de la formule des « Hollandais »

Les résistances dynamiques $R_{D,cal}$ des 8 pieux en bois battus à Rouen et des 4 pieux battus à Cubzac-les-Ponts sont calculées à partir de la formule de battage des « Hollandais » présentée dans le Chapitre V, § 1.1.2 (Tableau V-4).

On rappelle que le trépideur utilisé lors de la phase de battage était équivalent à une masse frappante de 83 kg chutant d'une hauteur fictive égale à 2,63 m (Chapitre IV, § 2.5.1).

Les ratios entre les résistances calculées et mesurées des pieux sont également donnés dans le Tableau V-4.

Tableau V-4. Comparaison des résistances calculées et mesurées des pieux en bois– Formule de battage des « Hollandais »

Pieu (essence)	Site expérimental de Rouen		Site expérimental de Cubzac-les-Ponts	
	$R_{D,cal}$ (kN)	$R_{D,cal}/R_{c,mes}$	$R_{D,cal}$ (kN)	$R_{D,cal}/R_{c,mes}$
Pieu n°1 (hêtre)	149	0,62		
Pieu n°2 (hêtre)	240	0,74	50	0,50
Pieu n°3 (pin)	227	0,73		
Pieu n°4 (pin)	195	0,89	33	0,87
Pieu n°5 (chêne)	186	0,95	30	0,55
Pieu n°8 (acacia)	244	1,11		
Pieu n°9 (acacia)	277	1,25	60	1,07

Les résultats présentés dans le Tableau V-4 montrent que la formule des Hollandais sous-estime la portance limite des pieux en moyenne d'un facteur 1,2. Deux hypothèses peuvent expliquer cette tendance :

- La hauteur fictive de chute de la masse frappante, égale à 2,63 m, a pu être sous-estimée ;
- Le nombre de coups relevés sur site correspondait à un enfoncement du pieu égal à 50 cm. La valeur de N_{d10} (Tableau II-1) est approximative dans la mesure où elle a été obtenue en divisant le nombre de coups enregistrés sur les 50 derniers centimètres d'enfoncement du pieu par 5.

La Figure V-12 et la Figure V-13 comparent les résultats expérimentaux aux données publiées dans la littérature (Janbu, 1952 ; Yttrup et al., 1989). Les pieux en bois étudiés par Janbu, (1952) ont été battus dans le sable et les argiles limons. Ils présentaient des diamètres et des longueurs compris respectivement entre 22 et 37 cm et entre 9 et 28 m.

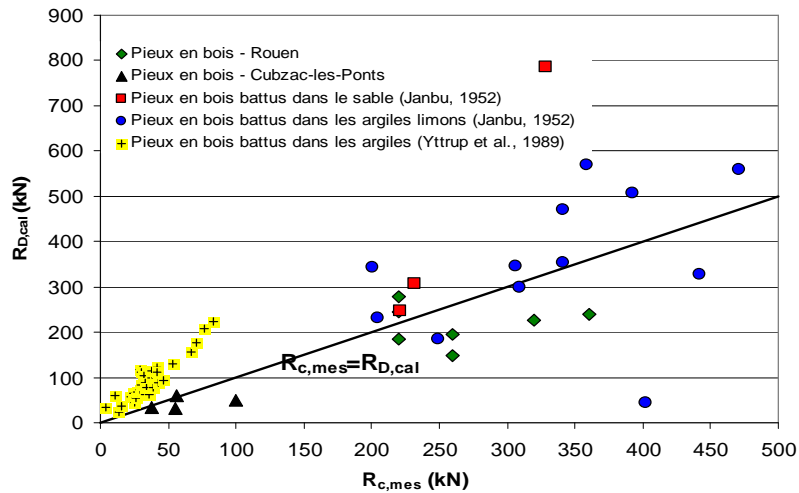


Figure V-12. Comparaison des portances limites calculées et mesurées des pieux à partir de la formule des « Hollandais »

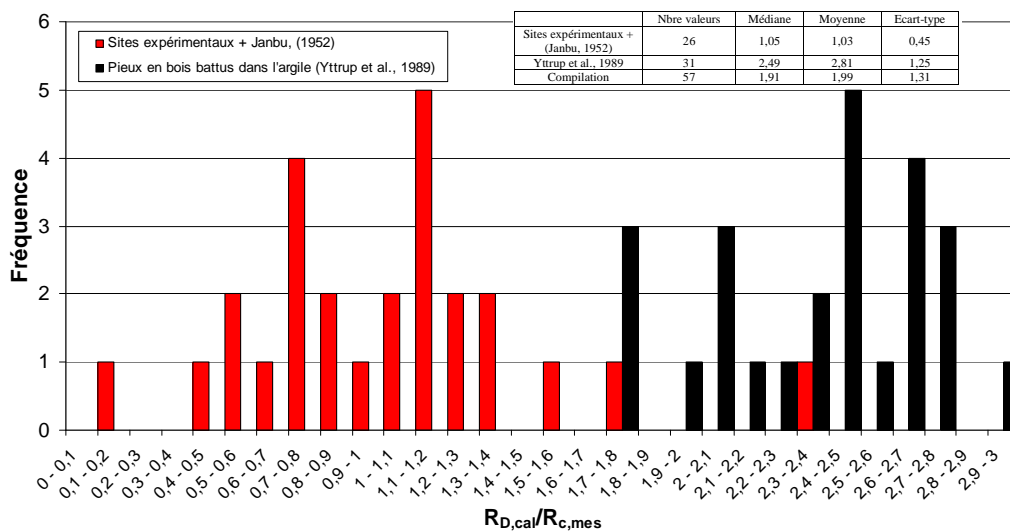


Figure V-13. Distributions des ratios $R_{D,cal}/R_{c,mes}$

La Figure V-12 et la Figure V-13 montrent que les portances limites dynamiques des pieux en bois calculées par Yttrup et al., (1989) sont en moyenne 2,8 fois supérieures aux portances limites mesurées sur sites. Selon les auteurs, les formules de battage ont été développées pour des pieux possédant un large diamètre et un poids important. On rappelle que l'expression générale de la formule de battage des « Hollandais » est de la forme (Tableau II-1) :

$$R_{D,cal} = \frac{Poids_{masse,frappante}^2 \times Hauteur}{(Poids_{masse,frappante} + Poids_{pieu}) \times enfoncement} \quad (70)$$

Les auteurs ont également établi que le poids des pieux était inversement proportionnel à leur résistance dynamique : l'augmentation de leur poids entraîne une diminution de leur résistance dynamique.

A l'inverse, Yttrup et al., (1989) ont utilisé des micropieux en bois (les diamètres et les longueurs ne sont pas précisées dans l'article) dont les poids étaient, d'une part, plus faibles que ceux des autres pieux couramment utilisés et d'autre part, négligeables par rapport à celui de la masse frappante employée lors de la phase de battage ; cette différence de poids pourrait justifier, selon les auteurs, les résultats observés sur la Figure V-12.

La moyenne et la médiane des ratios calculés à partir des résultats obtenus sur les sites expérimentaux et compilés par Janbu, (1952) valent respectivement 1,03 et 1,05. Le coefficient de variation est égal à 44 %. Malgré cette dispersion, la moyenne et la médiane de cette distribution montrent que la formule des « Hollandais » donne une bonne estimation de la portance limite des pieux en bois.

2.3 Application de la méthode α - c_u

2.3.1 Application de la méthode aux pieux battus sur les sites expérimentaux

La méthode α - c_u consiste à corréliser la résistance au cisaillement non drainée du sol c_u avec le facteur d'adhérence α .

Les valeurs de c_u mesurées à Cubzac-les-Ponts et présentées dans le Chapitre IV, § 3.2.4 sont utilisées pour calculer les résistances des pieux.

Le facteur d'adhérence α est déterminé avec les abaques de la Figure V-2c. Le facteur de cohésion N_c est égal à 9 (Chapitre V, § 1.2.1.1).

Tableau V-5. Comparaison des résistances calculées et mesurées des pieux en bois – Cubzac-les-Ponts –
Méthode α - c_u

Site expérimental de Cubzac-les-Ponts						
Pieu (essence)	$R_{s,cal,\alpha-Cu}$ (kN)	$R_{s,cal} / R_{s,mes}$	$R_{b,cal,\alpha-Cu}$ (kN)	$R_{b,cal} / R_{b,mes}$	$R_{c,cal,\alpha-Cu}$ (kN)	$R_{c,cal} / R_{c,mes}$
Pieu n°4 (pin)	103	2,95	8	2,66	112	2,94
Pieu n°5 (chêne)	110	2,30	9	1,80	119	2,24
Pieu n°9 (acacia)	96	1,85	7	1,75	103	1,84

Les résultats présentés dans le Tableau V-5 montrent que la méthode α - c_u surestime la résistance de frottement des pieux en bois battus à Cubzac-les-Ponts d'un facteur 2,3. Les

résistances de pointe calculées des pieux sont également surestimées en moyenne d'un facteur 2,1. La valeur du facteur de cohésion N_c , initialement fixée à 9, semble alors trop élevée.

Les résultats détaillés dans le Tableau V-5 montrent que les abaques établis par Tomlinson, (1994) (Figure V-2) surestiment le frottement latéral unitaire limite des pieux en bois et donc le facteur d'adhérence α . La Figure V-14 confirme cette tendance : les résultats des essais de chargement compilés par Tomlinson et Wimpey, (1957) ; Flaate et Selnes, (1977) indiquent des valeurs de α plus faibles que celles établies par Tomlinson, (1994).

Les valeurs du coefficient $\alpha_{\text{mesuré,Cubzac}}$ ont été déterminées en divisant le frottement latéral unitaire limite des pieux en bois par la résistance au cisaillement non drainée de l'argile. Elles sont notées sur la Figure V-14 et sont discutées dans le Chapitre V, § 2.3.2.

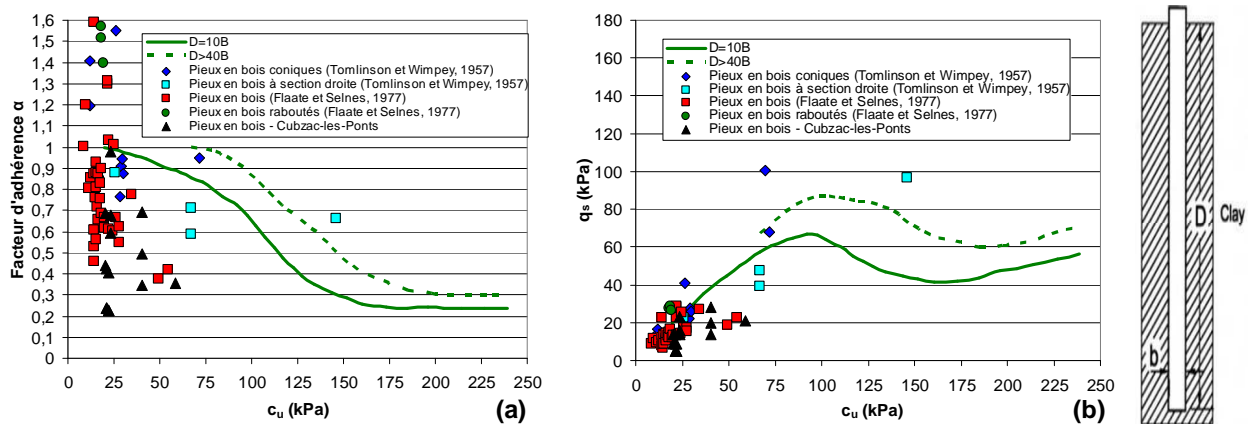


Figure V-14. Evolution du facteur d'adhérence α (a) et du frottement latéral unitaire limite des pieux (b) en fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile – (modifié d'après Tomlinson, 1994)

2.3.2 Plages de valeurs des facteurs $\alpha_{\text{mes,Cubzac}}$ et $N_{c,\text{mes,Cubzac}}$

De nombreux auteurs (les références des articles sont présentées dans la partie « Liste des articles – base de données d'essais de pieux en bois », dans les références bibliographiques) ont publié dans la littérature des résultats d'essais de chargement statique de pieux en bois non instrumentés. L'absence d'instrumentation ne permet pas de séparer les résistances de pointe et de frottement, alors que l'estimation du facteur d'adhérence α suppose de connaître les efforts repris par le fût des pieux.

Le facteur d'adhérence des pieux en bois $\alpha_{\text{mes,Cubzac}}$ est donc déterminé à partir des deux hypothèses suivantes :

- La résistance au cisaillement non drainée de l'argile est constante sur toute la hauteur du pieu et égale à la moyenne des résistances mesurées sur site ;
- Les pieux en bois étant majoritairement flottants, nous considérons que 75 % de la portance limite des pieux est reprise par le fût et 25 % par la pointe.

2.3.2.1 Plage de valeurs du facteur d'adhérence $\alpha_{mes,Cubzac}$

La Figure V-15 présente la plage de valeurs du coefficient $\alpha_{mes,Cubzac}$ déterminée à partir des essais de chargement statique des pieux en bois effectués à Cubzac-les-Ponts. Ces valeurs sont comparées aux données publiées dans la littérature (Chapitre V, § 1.2.1.1).

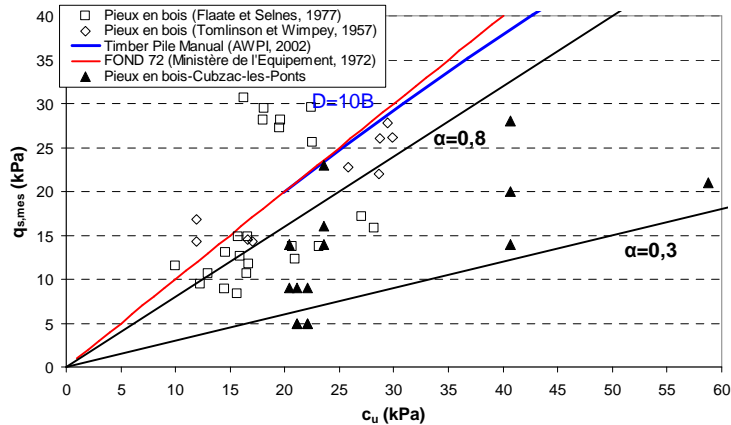


Figure V-15. Evolution du frottement latéral unitaire limite des pieux en bois en fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile

Le facteur d'adhérence $\alpha_{mes,Cubzac}$ varie entre 0,3 et 0,8. Il est donc inférieur aux valeurs établies dans l'ouvrage « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002) (courbe en bleue sur la Figure V-15) et dans le dossier FOND 72 (Ministère de l'Équipement, 1972) (courbe en rouge sur la Figure V-15).

Par ailleurs, la plage de valeurs de ce facteur est moins étendue que celle établie par Flaate et Selnes, (1977). Selon ces auteurs, α varie entre 0,4 et 1,5.

Enfin, les valeurs de $\alpha_{mes,Cubzac}$ se situent dans le nuage de points tracé à partir des données publiées dans la littérature (Figure V-15).

2.3.2.2 Proposition d'une expression reliant α à c_u

L'ensemble des données publiées dans la littérature et issues des essais de chargement de Cubzac-les-Ponts est compilé sur la Figure V-16.

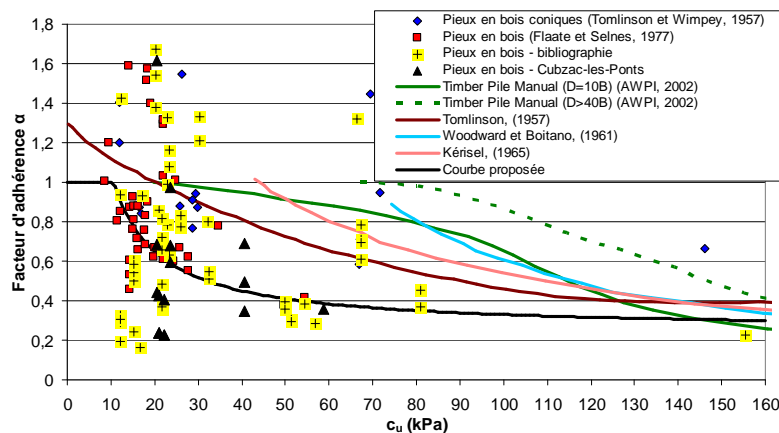


Figure V-16. Evolution du facteur d'adhérence α des pieux en bois en fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile – proposition d'une courbe

Les courbes tracées par Tomlinson et Wimpey, (1957) ; Tomlinson, (1994) et reprises par l'AWPI, mais également celles proposées par Woodward et Boitano, (1961) et Kérisel, (1965) (Chapitre V, § 1.2.1.1) présentent globalement la même forme : lorsque la résistance au cisaillement non drainée de l'argile augmente, le facteur d'adhérence diminue. Les courbes semblent converger, pour des valeurs élevées de c_u , vers une valeur de α comprise entre 0,25 et 0,4.

La Figure V-16 montre que la majeure partie des courbes se situent en dehors du nuage de points relatifs aux pieux en bois. Seule la courbe proposée par Tomlinson et Wimpey, (1957) est en partie contenue dans le nuage, les autres étant tracées pour des résistances au cisaillement supérieures à 20 kPa.

La courbe que nous proposons est située dans le nuage de points de la Figure V-16 et semble plus appropriée aux pieux en bois que celles précédemment tracées par les différents auteurs. Son expression est la suivante :

$$\alpha = 1 \text{ si } c_u \leq 10 \text{ kPa} \quad (71)$$

$$\alpha = 0,25 + \frac{8}{c_u} \text{ si } c_u > 10 \text{ kPa} \quad (72)$$

0,25 représente la valeur minimale du facteur d'adhérence mesurée dans les argiles raides.

2.3.2.3 Plage de valeurs du facteur de cohésion $N_{c,mes}$

Les résultats présentés dans le Tableau V-5 indiquent que la valeur du facteur de cohésion N_c semble trop élevée. En divisant la résistance de pointe unitaire limite des pieux en bois par la résistance au cisaillement non drainée de l'argile en pointe, la plage de valeurs du facteur $N_{c,mes}$ relatif au site de Cubzac-les-Ponts s'étend entre 3,5 et 5.

2.4 Application de la méthode des contraintes effectives

2.4.1 Application de la méthode aux pieux battus sur les sites expérimentaux

Le calcul des résistances de pointe et de frottement des pieux par la méthode des contraintes effectives fait intervenir la contrainte effective verticale dans le sol σ'_v , le coefficient de pression des terres K , l'angle de frottement d'interface sol-pieu δ (le produit de K par $\tan(\delta)$ étant noté β) et le terme de profondeur N_q corrélé à l'angle de frottement interne du sol. Cette méthode a été présentée dans le Chapitre V, § 1.2.1.2.

Les valeurs des paramètres de calcul de la méthode des contraintes effectives sont présentées par la suite :

- Sur le site expérimental de Rouen, l'angle de frottement interne du limon argileux est égal à 22° (Chapitre III, § 3.1.1), celui de l'argile sableuse est évalué à 29°. L'angle de frottement interne des sables graves est corrélé aux données de N_{SPT} (Tableau V-6) et est égal à 38°.

Le poids volumique du limon argileux est égal à 14 kN/m^3 (Chapitre III, § 2.1.2.1), celui des sables graves est fixé arbitrairement à 19 kN/m^3 et celui de l'argile sableuse à 18 kN/m^3 .

Les valeurs de β relatives aux différentes couches de sol sont déterminées à partir de la Figure V-5 et sont égales à 0,20 (limon argileux), 0,37 (argile sableuse) et 0,50 (sables graves).

Le facteur de portance N_q dans l'argile sableuse vaut 20 (Figure V-6) ;

- Sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts, l'angle de frottement de l'argile est égal à 28° .

Le poids volumique de l'argile (prélevée jusqu'à 5 m de profondeur) varie, selon [Nguyen Pham, \(2008\)](#), entre 12 et 16 kN/m^3 . Nous retenons alors, dans le cadre de cette étude, une valeur moyenne de ce poids volumique égale à 14 kN/m^3 .

Le paramètre β et le facteur de portance N_q dans l'argile sont respectivement égaux à 0,37 et 12 (Figure V-6).

Tableau V-6. Corrélations empiriques entre N_{SPT} et l'angle de frottement interne des sables graves (modifié d'après [AWPI, 2002](#))

Description	Très lâche	Lâche	Médium	Dense	Très dense
N' corrigée	0 à 4	4 à 10	10 à 30	30 à 50	>50
Angle de frottement ($^\circ$)	25-30	27-32	30-35	35-40	38-43

Le Tableau V-7 et le Tableau V-8 présentent les valeurs des résistances de pointe et de frottement des pieux calculées avec la méthode des contraintes effectives, ainsi que les ratios entre les données calculées et mesurées sur les plots.

Tableau V-7. Comparaison des résistances calculées et mesurées des pieux en bois – Rouen – Méthode des contraintes effectives

Site expérimental de Rouen						
Pieu (essence)	$R_{s,cal,\sigma'eff}$ (kN)	$R_{s,cal} / R_{s,mes}$	$R_{b,cal,\sigma'eff}$ (kN)	$R_{b,cal} / R_{b,mes}$	$R_{c,cal,\sigma'eff}$ (kN)	$R_{c,cal} / R_{c,mes}$
Pieu n°1 (hêtre)	67	0,34	39	0,89	106	0,44
Pieu n°2 (hêtre)	80	0,27	57	1,49	136	0,42
Pieu n°3 (pin)	66	0,30	38	0,41	104	0,33
Pieu n°4 (pin)	62	0,47	35	0,40	97	0,44
Pieu n°5 (chêne)	66	0,51	37	0,56	103	0,53
Pieu n°8 (acacia)	54	0,34	25	0,40	79	0,36
Pieu n°9 (acacia)	57	0,37	29	0,43	87	0,39

Tableau V-8. Comparaison des résistances calculées et mesurées des pieux en bois - Cubzac-les-Ponts – Méthode des contraintes effectives

Site expérimental de Cubzac-les-Ponts						
Pieu (essence)	$R_{s,cal,\sigma'eff}$ (kN)	$R_{s,cal} / R_{s,mes}$	$R_{b,cal,\sigma'eff}$ (kN)	$R_{b,cal} / R_{b,mes}$	$R_{c,cal,\sigma'eff}$ (kN)	$R_{c,cal} / R_{c,mes}$
Pieu n°4 (pin)	33	0,94	20	6,66	53	1,40
Pieu n°5 (chêne)	35	0,73	22	4,36	57	1,07
Pieu n°9 (acacia)	30	0,58	17	4,25	47	0,84

La Figure V-17 et la Figure V-18 présentent les distributions des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$, $R_{b,cal}/R_{b,mes}$ et $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ calculés à partir de la méthode des contraintes effectives.

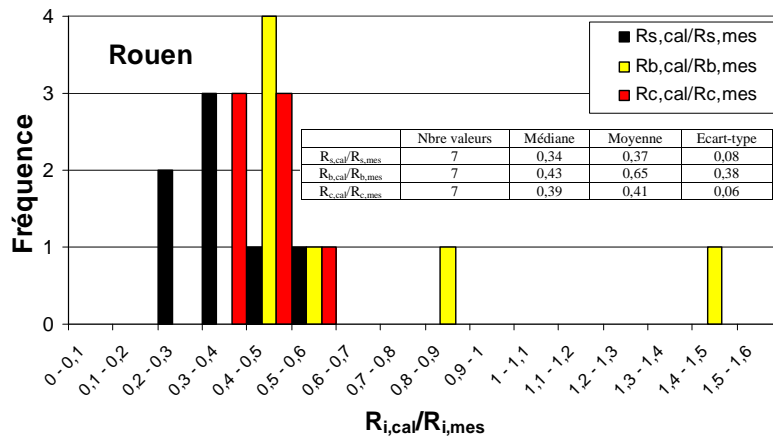


Figure V-17. Distributions des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$, $R_{b,cal}/R_{b,mes}$, $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ - Rouen - Méthode des contraintes effectives

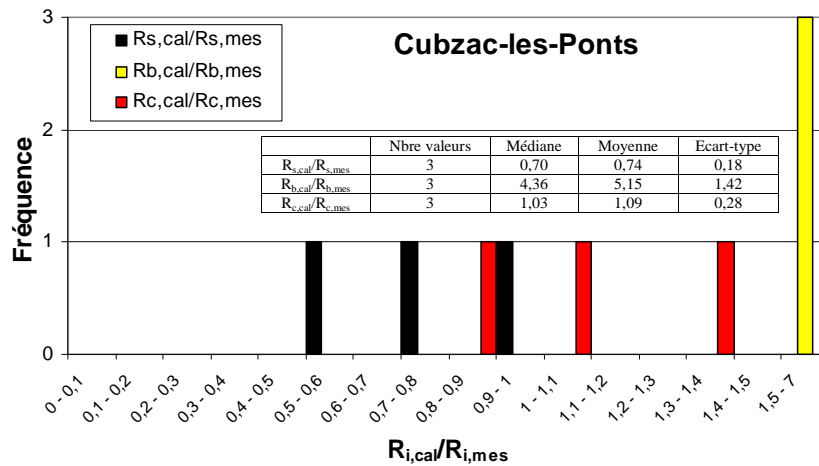


Figure V-18. Distributions des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$, $R_{b,cal}/R_{b,mes}$, $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ - Cubzac-les-Ponts - Méthode des contraintes effectives

Les distributions des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ et $R_{b,cal}/R_{b,mes}$ relatives aux pieux battus sur le site de Rouen (Figure V-17) montrent que la méthode des contraintes effectives sous-estime la résistance de pointe et la résistance de frottement. Elles sont respectivement en moyenne 63 et 35 % plus faibles que les valeurs mesurées. La dispersion des valeurs de N_{SPT} mesurées sur site et présentées dans le Chapitre IV, § 2.2.2.7 ainsi que les incertitudes sur les angles de frottement des sols déterminés par corrélation avec N_{SPT} pourraient expliquer les tendances observées. Enfin, les portances limites calculées des pieux sont en moyenne 2,5 fois plus faibles que les portances limites mesurées.

A l'inverse, les résistances de pointe calculées sur le site de Cubzac-les-Ponts (Figure V-18) sont surestimées et mettent en évidence les limites de cette méthode de dimensionnement dans des argiles présentant de faibles propriétés de résistance. Les résistances de frottement

calculées des pieux sont en moyenne 26 % plus faibles que les mesures expérimentales, tandis que les portances limites calculées sont proches des valeurs mesurées.

Les plages de valeurs des coefficients β_{mes} , K_{mes} et $N_{q,mes}$ sont déterminées à partir des mesures réalisées sur les plots et sont détaillées dans le Chapitre V, § 2.4.2. Les résultats sont comparés aux données publiées dans la littérature.

2.4.2 Plages de valeurs des coefficients β_{mes} , K_{mes} et $N_{q,mes}$

2.4.2.1 Plage de valeurs du coefficient β_{mes}

Les mesures du frottement latéral unitaire des pieux en bois battus sur les deux plots expérimentaux permettent de déterminer, via les contraintes verticales effectives dans le sol, les plages de valeurs du coefficient β_{mes} (Figure V-19).

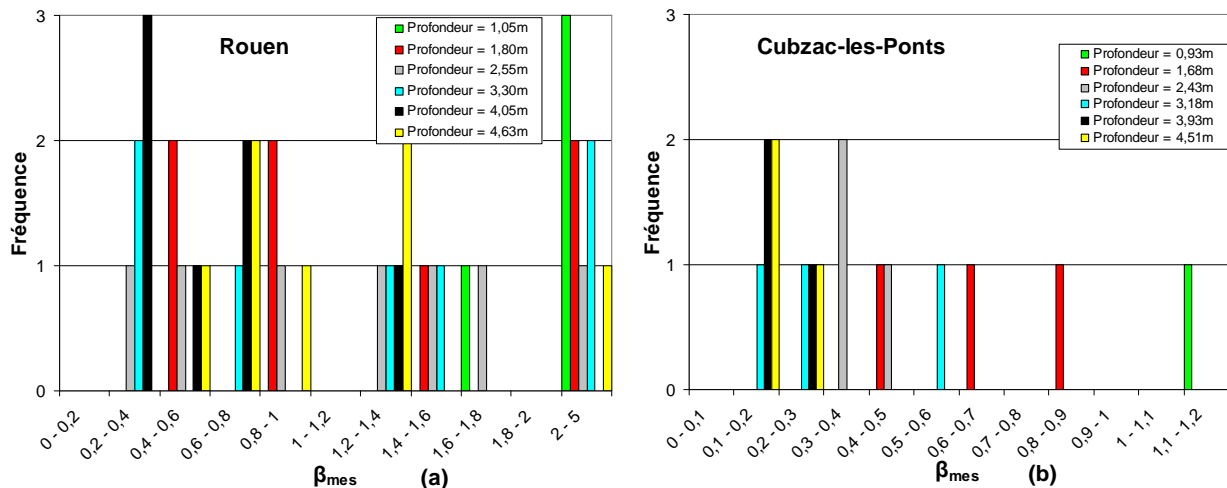


Figure V-19. Distributions des coefficients β_{mes} sur les plots expérimentaux de Rouen (a) et de Cubzac-les-Ponts (b)

La Figure V-19a montre que 46 % des coefficients β_{mes} établis à partir des données obtenues sur le site expérimental de Rouen présentent des valeurs supérieures à 1. La Figure V-19b montre que 93 % des coefficients β_{mes} déterminés à partir des résultats des essais de chargement de Cubzac-les-Ponts sont inférieurs à 1.

Deux hypothèses peuvent justifier les valeurs du facteur β_{mes} établies à partir des résultats d'essais obtenus sur le plot expérimental de Rouen :

- Les frottements latéraux unitaires limites des pieux mesurés à proximité du terrain naturel pourraient être surestimés, mettant ainsi en évidence les limites du système d'instrumentation des pieux en bois avec des extensomètres amovibles à de faibles profondeurs ;
- La méthode des contraintes effectives est appliquée, dans la littérature, pour des pieux de longueur supérieure à 10 m. Les coefficients β sont alors compris entre 0,2 et 0,6 (Figure

V-3). Les couches de sol situées à proximité du terrain naturel à Rouen ne sont pas ou peu confinées et peuvent donc être surconsolidées, suite aux mouvements de la nappe et aux précédentes contraintes appliquées sur le terrain (le ratio de surconsolidation du limon argileux de Rouen est égal à 2,5 (Chapitre III, § 2.1.3)). Le phénomène de dilatance des sols pourrait être à l'origine des valeurs de β supérieures à l'unité. On retrouve cette tendance dans le procédé de Terre Armée : la dilatance du sol entraîne une variation du coefficient d'adhérence sol-armature entre 1,5 (en surface) et $\tan(\varphi')$ (à partir de 6 m de profondeur) (Schlosser, 1972).

Le dimensionnement des pieux en bois avec la méthode des contraintes effectives permet donc de mettre en évidence les limites de cette méthode à de faibles profondeurs.

Les valeurs du facteur β_{mes} déterminées sur les deux plots expérimentaux et inférieures à l'unité sont comparées aux données bibliographiques présentées dans le Chapitre V, § 1.2.1.2 (Figure V-20). Les valeurs de β_{mes} supérieures à l'unité ne sont pas prises en compte.

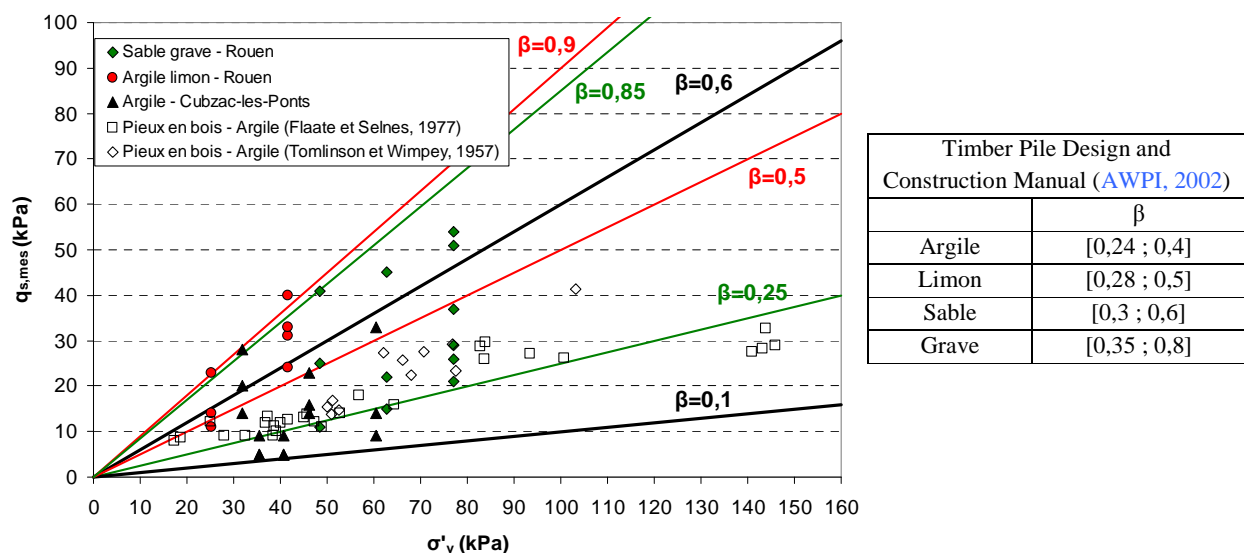


Figure V-20. Evolution du frottement latéral unitaire limite des pieux en bois en fonction de la contrainte verticale effective dans le sol

Les résultats des essais de chargement des pieux en bois compilés par Flaate et Selnes, (1977) ; Tomlinson et Wimpey, (1957) montrent une faible dispersion du coefficient β , dont les valeurs extrémales sont comprises entre 0,2 et 0,4 (Chapitre V, § 1.2.1.2).

Les valeurs du coefficient β_{mes} établies à partir des essais de chargement effectués à Rouen présentent une dispersion plus importante, pouvant être justifiée par les incertitudes sur les poids volumiques des matériaux (notamment celui des sables graves) et sur les mesures des frottements latéraux unitaires limites :

- Les coefficients β_{mes} déterminés dans le limon argileux et l'argile sableuse de Rouen varient entre 0,5 et 0,9 (Figure V-20). Ces valeurs sont supérieures à celles établies dans l'ouvrage « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002) (Figure V-5) et comprises, pour cette nature de sol, entre 0,24 et 0,5 ;

- Les valeurs extrémales du coefficient β_{mes} déterminées dans les sables graves de Rouen sont égales à 0,25 et 0,85. Cette plage de valeurs est plus étendue que celle établie dans le guide « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002) (Figure V-20).

Enfin, les coefficients β_{mes} issus des essais de chargement réalisés à Cubzac-les-Ponts sont compris entre 0,1 et 0,6. Cette plage de valeurs est également plus étendue que celle établie dans le guide « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002) (Figure V-20).

La dispersion des coefficients β_{mes} obtenus sur les deux plots expérimentaux peut être justifiée par les incertitudes sur les mesures des frottements latéraux unitaires limites et sur les valeurs des poids volumiques des matériaux.

A l'inverse, la plage de valeurs du coefficient β établie par Flaate et Selnes, (1977) et Tomlinson et Wimpey, (1957) est faiblement étendue, les valeurs extrémales de ce coefficient étant égales à 0,2 et 0,4 (Chapitre V, § 1.2.1.2).

Enfin, la Figure V-21 présente l'évolution du facteur β en fonction de la profondeur. L'ensemble des données présentées dans la littérature (Chapitre V, § 1.2.1.2) ainsi que celles établies à partir des essais réalisés sur les deux plots expérimentaux sont tracés.

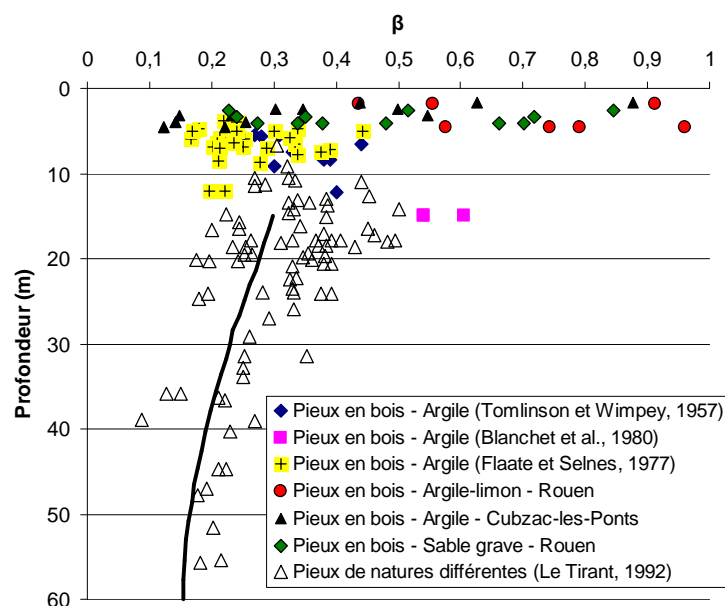


Figure V-21. Evolution du facteur β en fonction de la profondeur – Compilation des données publiées dans la littérature et obtenues sur les deux plots expérimentaux (modifié d'après Le Tirant, 1992)

La Figure V-21 confirme la dispersion des coefficients β_{mes} déterminés sur les plots expérimentaux de Rouen et de Cubzac-les-Ponts :

- Ils sont en majorité supérieurs aux valeurs du facteur β publiées dans la littérature. Certains sont contenus dans le nuage de points ;
- Les coefficients β_{mes} sont également supérieurs aux valeurs retenues par Frank, (2003) dans les argiles limons et les sables graves pour le calcul du frottement négatif des pieux battus (Tableau V-9).

Tableau V-9. Valeurs de $\beta = K \tan(\delta)$ – frottement négatif des pieux (modifié d'après Frank, 2003)

Nature du terrain		Valeurs de $\beta K \tan(\delta)$ – Pieux battus
Argiles Limons	Mous	0,20
	Fermes à durs	0,30
Sables Graves	Très lâches	0,35
	Lâches	0,45
	Autres	1,00

2.4.2.2 Plage de valeurs du coefficient de pression des terres K_{mes}

La plage de valeurs du coefficient de pression des terres K_{mes} relatif aux argiles limons du plot expérimental de Rouen peut être déterminée à partir des coefficients β_{mes} inférieurs à l'unité (Figure V-19 et Tableau V-10) et des angles de frottement d'interface $\delta_{pieu\ bois-limon}$:

- Les mesures sur site ne permettant pas de mesurer l'angle de frottement d'interface $\delta_{pieu\ bois-limon}$, ce dernier est évalué à partir des essais de cisaillement d'interface réalisés en laboratoire entre le pin, le chêne ou le chêne ancien et le limon (Chapitre III, § 3.2.3.2) ;
- Les valeurs de β_{mes} retenues dans ce paragraphe sont déterminées à 1,8 m (limon argileux) et 4,63 m (argile sableuse) de profondeur ;
- Les coefficients K_{mes} sont calculés en multipliant les angles de frottement $\delta_{bois-limon}$ par les valeurs de β_{mes} (Tableau V-10).

La Figure V-22 présente la distribution du coefficient de pression des terres K_{mes} .

Tableau V-10. Valeurs des angles de frottement $\delta_{bois-limon}$ mesurés en laboratoire et des facteurs β_{mes}

Teneur en eau limon (%)	$\delta_{pin-limon}$ (°)	$\delta_{chêne-limon}$ (°)	$\delta_{chêne\ ancien-limon}$ (°)	Pieu n°4		Pieu n°5		Pieu n°8		Pieu n°9	
				Prof (m)	β_{mes}	Prof (m)	β_{mes}	Prof (m)	β_{mes}	Prof (m)	β_{mes}
0	25,6	22,7	30,6	1,8	0,91	4,63	0,58	1,8	0,44	1,8	0,56
15	29,3	28,1	29,8					4,63	0,74	4,63	0,79
25	29,8	31,6	33,0	4,63	0,96	4,63	0,58	4,63	0,74	4,63	0,79
35	26,3	24,7	26,5					4,63	0,74	4,63	0,79

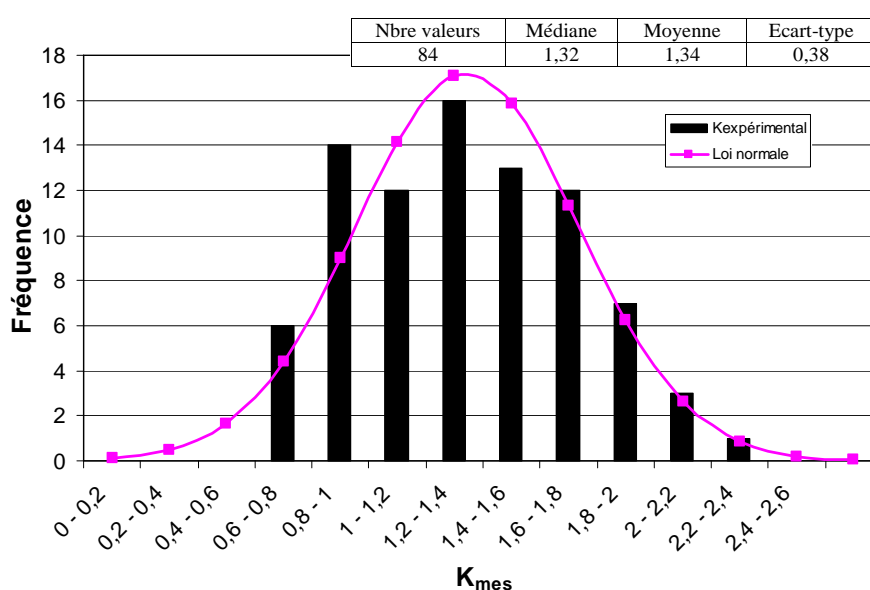


Figure V-22. Distribution du coefficient de pression des terres K_{mes}

La moyenne et l'écart-type de la distribution du coefficient de pression des terres K_{mes} valent respectivement 1,34 et 0,38.

Le coefficient de variation de cette distribution vaut 28 %. Compte tenu des incertitudes sur les valeurs de l'angle de frottement d'interface sol-pieu (supposé égal à l'angle de frottement d'interface $\delta_{bois-limon}$ mesuré en laboratoire) et de la dispersion des coefficients β_{mes} , cette méthode de calcul donne, en première approche, une estimation de la plage de valeurs du paramètre K_{mes} .

2.4.2.3 Plage de valeurs du facteur de portance $N_{q,mes}$

Le facteur de portance $N_{q,mes}$ est déterminé en divisant la résistance de pointe unitaire limite des pieux en bois mesurée sur site par la contrainte verticale effective dans le sol en pointe de pieux (Tableau V-11).

Tableau V-11. Valeurs de $N_{q,mes}$

Site	Couche en pointe de pieu	$\sigma'_{v,p}$ (kPa)	Numéro du pieu	$N_{q,mes}$
Rouen	Argile sableuse	41,7	1	22,6
			2	12,3
			3	48,5
			4	49,8
			5	35,3
			8	49,3
			9	45,5
Cubzac-les-Ponts	Argile	40,5	4	1,8
			5	2,8
			9	2,8

La plage de valeurs du facteur de portance N_q présentée dans le guide « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002) pour les argiles et les limons est comprise entre 3 et 40 (Figure V-6).

Les valeurs du facteur $N_{q,mes}$ mesurées sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts sont comprises entre 1,8 et 2,8 et sont donc proches de la limite inférieure de cette plage de valeurs.

A l'inverse, celles établies à partir des essais de chargement réalisés à Rouen sont, en majeure partie, supérieures à 40 (Tableau V-11).

Sur le plot expérimental de Rouen, les pointes des pieux étaient encastrées dans une couche plus raide que celle du site de Cubzac-les-Ponts (pieux considérés comme flottants), ce qui permet de justifier les différences observées dans le Tableau V-11.

2.5 Application des méthodes de dimensionnement s'appuyant sur les résultats des sondages CPT

2.5.1 Application de la norme hollandaise NEN-67-43, (1991) aux pieux battus sur les sites expérimentaux

La méthode de dimensionnement des pieux en bois établie dans la norme hollandaise NEN-67-43, (1991) s'appuie sur les valeurs des résistances de pointe à la pénétration statique au cône q_c . Cette méthode a été détaillée dans le Chapitre V, § 1.2.2.3.

Les valeurs mesurées à Rouen et à Cubzac-les-Ponts ont été établies dans le Chapitre IV, § 2.2.2.6.

Le Tableau V-12 et le Tableau V-13 présentent les valeurs des résistances de pointe et de frottement des pieux calculées selon les recommandations établies dans la norme hollandaise, ainsi que les ratios entre les données calculées et mesurées.

Tableau V-12. Comparaison des résistances calculées et mesurées des pieux en bois – Rouen – NEN-67-43

Site expérimental de Rouen						
Pieu (essence)	$R_{s,cal,NEN-67-43}$ (kN)	$R_{s,cal} / R_{s,mes}$	$R_{b,cal,NEN-67-43}$ (kN)	$R_{b,cal} / R_{b,mes}$	$R_{c,cal,NEN-67-43}$ (kN)	$R_{c,cal} / R_{c,mes}$
Pieu n°1 (hêtre)	111	0,57	91	2,07	202	0,814
Pieu n°2 (hêtre)	132	0,45	132	3,88	265	0,81
Pieu n°3 (pin)	109	0,49	90	0,96	199	0,63
Pieu n°4 (pin)	103	0,77	82	0,94	184	0,83
Pieu n°5 (chêne)	109	0,84	87	1,31	197	1,00
Pieu n°8 (acacia)	89	0,57	59	0,95	148	0,68
Pieu n°9 (acacia)	95	0,59	69	1,01	164	0,74

Tableau V-13. Comparaison des résistances calculées et mesurées des pieux en bois – Cubzac -les-Ponts – NEN-67-43

Site expérimental de Cubzac-les-Ponts						
Pieu (essence)	$R_{s,cal,NEN-67-43}$ (kN)	$R_{s,cal} / R_{s,mes}$	$R_{b,cal,NEN-67-43}$ (kN)	$R_{b,cal} / R_{b,mes}$	$R_{c,cal,NEN-67-43}$ (kN)	$R_{c,cal} / R_{c,mes}$
Pieu n°4 (pin)	27	0,77	16	5,33	43	1,14
Pieu n°5 (chêne)	29	0,59	17	3,40	46	0,86
Pieu n°9 (acacia)	25	0,48	14	3,50	39	0,69

La Figure V-23 et la Figure V-24 présentent les distributions des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$, $R_{b,cal}/R_{b,mes}$ et $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ calculés à partir de la méthode établie dans la norme hollandaise NEN-67-43, (1991).

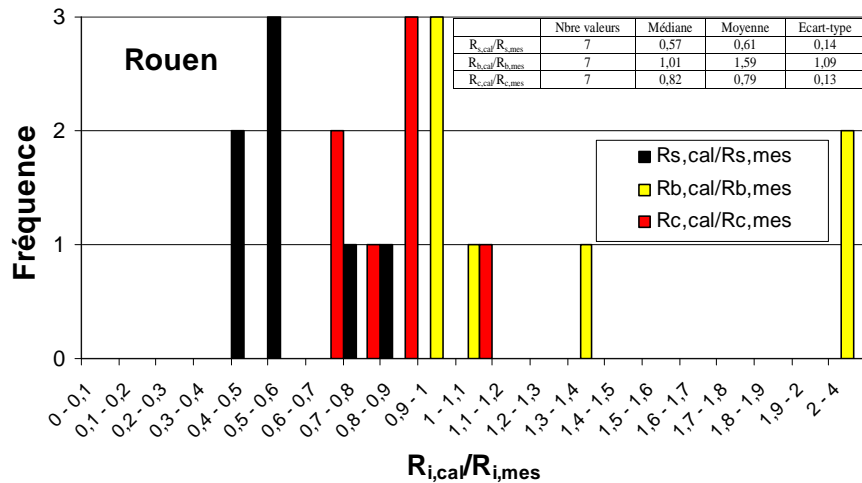


Figure V-23. Distributions des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$, $R_{b,cal}/R_{b,mes}$, $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ – Rouen – NEN-67-43

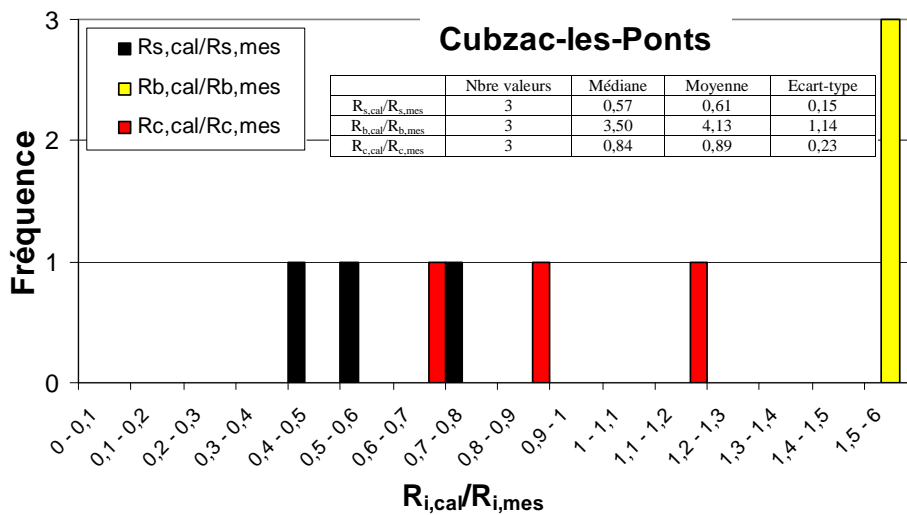


Figure V-24. Distributions des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$, $R_{b,cal}/R_{b,mes}$, $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ – Cubzac-les-Ponts – NEN-67-43

Les résultats que nous avons obtenus sur la Figure V-23 montrent que la méthode de dimensionnement hollandaise des fondations profondes NEN-67-43, (1991) sous-estime la résistance de frottement et la portance limite des pieux en bois battus sur le plot expérimental de Rouen. Les moyennes et écarts-types des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ et $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ sont respectivement égaux à 0,61 et 0,79 et à 0,14 et 0,13. Les coefficients de variation atteignent 23 et 17 %.

Les résistances de pointe calculées sont proches des valeurs expérimentales, mis à part celles des deux pieux en hêtre pour lesquels l'effort de pointe est surestimé d'un facteur 3 (Figure V-23 et Tableau V-12).

Les résistances de pointe calculées des pieux en bois battus à Cubzac-les-Ponts sont surestimées d'un facteur 4 (Tableau V-13), tandis que les résistances de frottement sont en moyenne 38 % plus faibles que celles mesurées sur site.

Enfin, les portances limites calculées des trois pieux sont en moyenne 10 % plus faibles que les portances limites mesurées.

2.5.2 Application de la méthode de Nottingham, (1975) et Schmertmann, (1978) aux pieux battus sur les sites expérimentaux

La méthode de Nottingham, (1975) et Schmertmann, (1978) s'appuie sur les caractéristiques pénétrométriques du sol : la résistance de pénétration au cône q_c et le frottement latéral local f_s du manchon. Son principe a été détaillé dans le Chapitre V, § 1.2.2.4.

Le frottement local f_s du manchon n'ayant pas été mesuré dans l'argile de Cubzac-les-Ponts, seules les résistances des pieux en bois battus à Rouen sont calculées avec cette méthode.

La pointe du pénétromètre utilisée lors des sondages à Rouen était de type électrique. L'évolution du frottement latéral local f_s en fonction de la profondeur a été représentée dans le Chapitre IV, § 2.2.2.6. Les valeurs des paramètres α et K sont déterminées graphiquement sur la Figure V-11 (Tableau V-14).

Tableau V-14. Valeurs du frottement latéral local f_s et des paramètres α et K – Rouen – Méthode de Nottingham, (1975) et Schmertmann, (1978)

Profondeur (m)	q_c (MPa)	f_s (MPa)	α	K
0,40		X	X	$K \in [1 ; 1,23]$
1,05		0,0077	1,09	
1,80		0,0080	1,09	
2,55		0,0091	X	
3,30		0,034	X	
4,05		0,036	X	
4,63		3,3	0,020	

Le Tableau V-15 présente les valeurs des résistances de pointe et de frottement des pieux calculées avec cette méthode, ainsi que les ratios entre les données calculées et mesurées.

Tableau V-15. Comparaison des résistances calculées et mesurées des pieux en bois – Rouen – Méthode de Nottingham, (1975) et Schmertmann, (1978)

Site expérimental de Rouen						
Pieu (essence)	$R_{s,cal,N\&S}$ (kN)	$R_{s,cal} / R_{s,mes}$	$R_{b,cal,N\&S}$ (kN)	$R_{b,cal} / R_{b,mes}$	$R_{c,cal,N\&S}$ (kN)	$R_{c,cal} / R_{c,mes}$
Pieu n°1 (hêtre)	73	0,37	91	2,07	164	0,68
Pieu n°2 (hêtre)	96	0,33	132	3,88	228	0,69
Pieu n°3 (pin)	71	0,32	90	0,96	161	0,51
Pieu n°4 (pin)	66	0,49	82	0,94	147	0,67
Pieu n°5 (chêne)	71	0,54	87	1,31	159	0,81
Pieu n°8 (acacia)	56	0,35	59	0,95	114	0,52
Pieu n°9 (acacia)	59	0,38	69	1,01	128	0,57

La Figure V-25 présente les distributions des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$, $R_{b,cal}/R_{b,mes}$ et $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ calculés à partir de la méthode de dimensionnement de Nottingham, (1975) et Schmertmann, (1978).

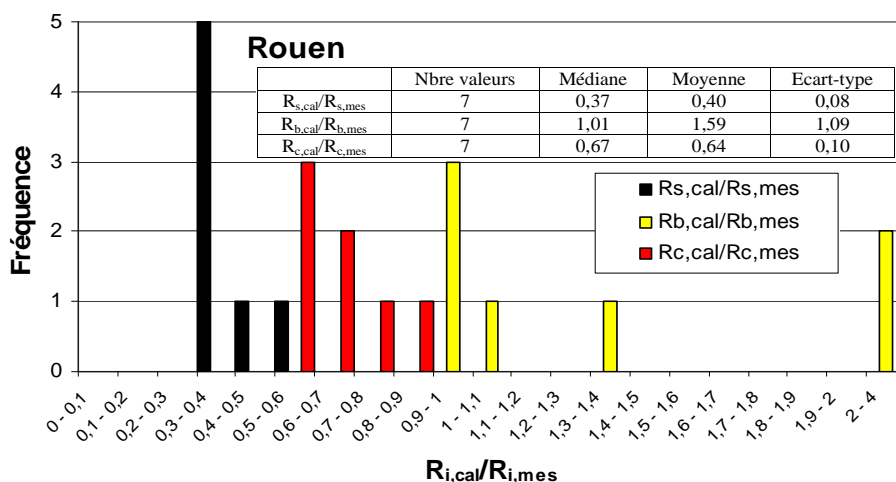


Figure V-25. Distributions des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$, $R_{b,cal}/R_{b,mes}$, $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ – Rouen – Méthode de Nottingham, (1975) et Schmertmann, (1978)

On observe, sur la Figure V-25, que la méthode de Nottingham, (1975) et Schmertmann, (1978) sous-estime en moyenne d'un facteur 2,5 la résistance de frottement des pieux en bois. Le calcul de la résistance de pointe des pieux est identique dans la méthode de Nottingham, (1975) et Schmertmann, (1978) et dans la norme hollandaise NEN-67-43, (1991). Ainsi, on a montré, dans le Chapitre V, § 2.5.1, que les résistances de pointe des pieux en bois calculées étaient proches des valeurs expérimentales (mis à part celles des pieux en hêtre n°1 et n°2). Enfin, les portances limites calculées des pieux sont en moyenne 36 % plus faibles que les portances limites mesurées sur site.

La synthèse de l'ensemble de ces résultats est présentée dans la partie 5 en fin de chapitre.

3 Méthodes de dimensionnement françaises des fondations profondes

3.1 Historique des méthodes de dimensionnement des fondations profondes

Depuis l'invention du pressiomètre par L. Ménard à la fin des années 1950 et les premières publications relatives au calcul des résistances de pointe et de frottement des pieux (Ménard, 1963), les règlements et méthodes de dimensionnement des fondations profondes se sont succédés au cours des dernières décennies. Ce paragraphe présente un bref historique des documents normatifs et méthodes de dimensionnement associées publiés au cours de ces 50 dernières années.

3.1.1 Des règles de calcul proposées par L. Ménard...

Dans ses premières publications, L. Ménard (Ménard, 1963) a établi, à partir de quelques essais de chargement statique de pieux, des règles de calcul du frottement latéral unitaire limite des pieux en fonction de la pression limite p_l du terrain. Ces règles étaient indépendantes de la profondeur, de la nature du sol et du type de pieu. Elles s'appuyaient, d'une part, sur les théories d'expansion de cavités sphériques et d'autre part, sur sa propre expérience. Si la pression limite du sol dépassait 0,4 MPa sur une hauteur égale à trois diamètres au-dessus de la pointe de pieu, l'expression de q_s était modifiée (Tableau V-16). L. Ménard a également établi des valeurs du facteur de portance k_p en fonction de la nature du sol et du type de pieu (Tableau V-17).

Tableau V-16. Expressions de q_s en fonction de la pression limite du terrain établies par Ménard, (1963)

p_l (kPa)	q_s (kPa)	Si $p_l > 400$ kPa sur une hauteur égale à 3 diamètres au-dessus de la pointe
$p_l < 80$	$q_s = p_l / 5$	$q_s = p_l / 5$
$80 < p_l < 400$	$q_s = p_l / 10 + 8$	$q_s = p_l / 10 + 8$
$400 < p_l < 900$	$q_s = p_l / 20 + 28$	$q_s = p_l / 7 - 10$
$p_l > 900$	$q_s = 80$	$q_s = 120$

Tableau V-17. Valeurs du facteur de portance k_p établies par Ménard, (1963)

Nature du sol	Pieux battus	Pieux forés
Sol cohérent	2	1,8
Sol pulvérulent peu compact	3,6	3,2
Sol pulvérulent compact	5,8	5,2

En 1965, à la suite d'essais de chargement statique de pieux supplémentaires dans des terrains limoneux et sableux, L. Ménard (Ménard, 1965, cité par Combarieu, 1996) a modifié les règles de calcul de q_s et k_p (Figure V-26) :

- Le frottement latéral unitaire limite était déterminé en fonction de la nature du sol et du type de pieu utilisé (pieux forés et battus traditionnels relatifs aux courbes A et B) et pieux spéciaux (pieux injectés selon Combarieu, (1999)) relatifs à la courbe C) ;
- Le facteur de portance k_p dépendait de la nature du sol (quatre natures définies), du type de pieu et de son encastrement critique h_c , défini comme le ratio entre la profondeur

critique (fonction du rayon R du pieu et de l'angle de frottement interne du sol) et le rayon du pieu.

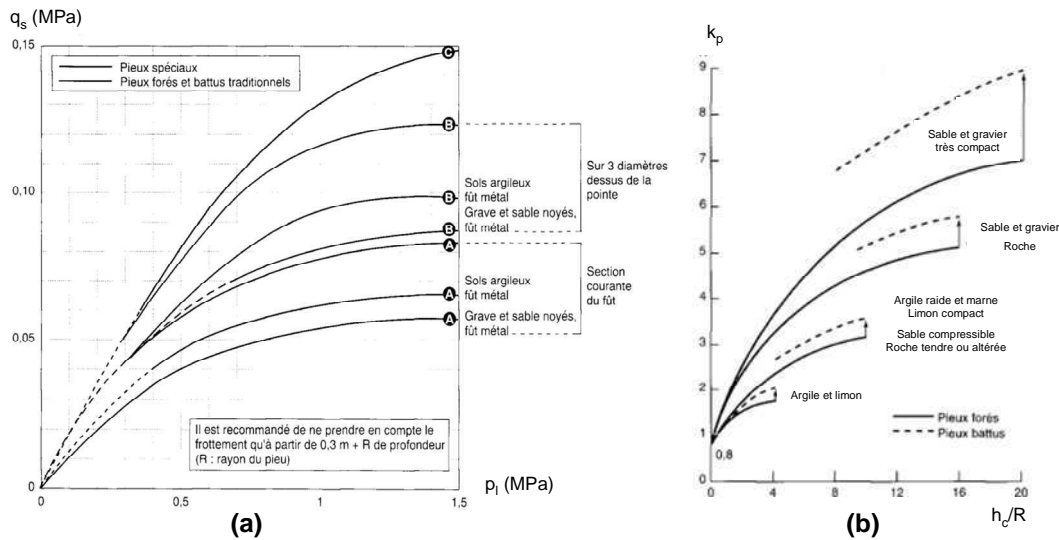


Figure V-26. Evolutions de q_s en fonction de p_1 (a) et de k_p en fonction de h_c/R (b) établies par Ménard, (1965) (modifié d'après Combarieu, 1996, 1999)

3.1.2 ...à la publication du dossier pilote FOND 72

Le dossier pilote FOND 72 (Ministère de l'Équipement, 1972), publié en 1972 par le Ministère de l'Équipement, était un document normatif spécifique aux études des fondations d'ouvrages d'art routiers et autoroutiers. Néanmoins, la plupart des règles de calcul établies dans ce dossier s'étendaient aux fondations en général. Il a en partie repris les règles de calcul du frottement latéral unitaire limite et du coefficient de portance établies par L. Ménard en 1965. Les principales modifications ont concerné la suppression de la courbe C relative aux pieux spéciaux (Combarieu, 1999) et l'utilisation des courbes A et B en fonction du type de pieu et de la nature du sol (cohérent ou pulvérulent) (Figure V-27) :

- Le frottement latéral unitaire limite des pieux en béton battus ou forés et en acier dans les sols cohérents était calculé en utilisant la courbe A. Le frottement des pieux en acier battus, dont l'état de surface était considéré comme lisse, était diminué de 25 % ;
- Dans les sols pulvérulents, le frottement latéral unitaire limite des pieux était calculé à partir des recommandations établies dans le Tableau V-18.

Tableau V-18. Choix des courbes en fonction du type de pieu établi dans le FOND 72 (Ministère de l'Équipement, 1972)

Type de pieu	Fût en béton	Fût en acier
Foré	Courbe A	50% des valeurs de la courbe A
Battu	Courbe B	Courbe A

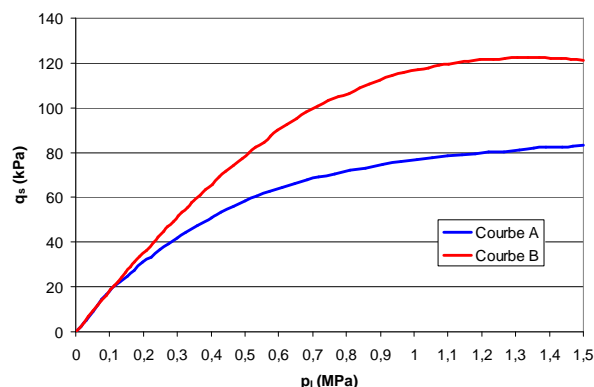


Figure V-27. Evolution du frottement latéral unitaire limite en fonction de la pression limite (modifié d'après le FOND 72 (Ministère de l'Équipement, 1972))

3.1.3 Du dossier FOND 72 au Fascicule 62-V (MELT, 1993)

La Figure V-27 fait apparaître clairement les limites de la méthode de dimensionnement pressiométrique des fondations établie dans le FOND 72 (Ministère de l'Équipement, 1972), dans la mesure où elle ne tenait pas (ou peu) compte de l'incidence de mise en œuvre du pieu dans le sol sur sa portance. Par ailleurs, les valeurs des paramètres de calcul proposées (q_s et k_p) ont été étalonnées à partir d'un faible nombre d'essais de pieux non instrumentés (Bustamante et Gianceselli, 1981).

Le début des années 1970 a donc été marqué par le lancement d'une importante campagne d'essais de chargement statique de pieux. Leur instrumentation avec des extensomètres amovibles dès 1971 a permis de dissocier la résistance de pointe de la résistance de frottement. Les paramètres établis par la méthode pressiométrique dans le FOND 72 (Ministère de l'Équipement, 1972) ont été réajustés à partir de l'ensemble des données collectées et les règles de calcul de portance modifiées :

- Les catégories de sols ont été redéfinies et complétées ;
- Les valeurs du facteur de portance k_p ont été réduites. Les résultats des essais ont montré qu'elles avaient été surestimées ;
- Le frottement latéral unitaire limite des pieux a été réduit ou augmenté en fonction de la nature du sol, du mode de mise en œuvre et du type de pieu (Bustamante et Gianceselli, 1981).

Les résultats des travaux sur les fondations des ouvrages de génie civil menés par Bustamante et Gianceselli, (1981) ont été publiés conjointement par le SETRA et le LCPC en 1985 (SETRA-LCPC, 1985, cités par Combarieu, 1999), sous forme de nouvelles règles de justification des fondations sur pieux.

Les modifications des règles de calcul établies dans le dossier pilote FOND 72 (Ministère de l'Équipement, 1972) par Bustamante et Gianceselli, (1981) ont été reprises lors de la rédaction du Document Technique Unifié DTU 13.2 (AFNOR, 1992), publié en 1992. Ce document

présentait les méthodes de dimensionnement des fondations profondes des bâtiments. Elles sont détaillées en Annexe F.

Les règles publiées dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992) différaient de celles établies dans le document publié par le SETRA et le LCPC en 1985 dans la mesure où ces dernières faisaient l'objet d'un niveau de sécurité plus élevé dans la prévision de la résistance de frottement. Certains résultats expérimentaux n'ont par ailleurs pas été pris en compte dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992), mais uniquement dans les règles publiées par le SETRA et le LCPC en 1985 (Combarieu, 1996).

Enfin, la poursuite des essais de chargement dans les années 1980, le réajustement des valeurs de k_p et q_s , ainsi que l'introduction du calcul des pieux aux états limites ont conduit à la publication de nouvelles règles de calcul de portance établies dans le Fascicule 62 Titre V (MELT, 1993) du CCTG en 1993 (ce document a été élaboré au cours de la décennie qui a précédé sa publication). 17 techniques de réalisation de pieux ont alors été identifiées.

3.1.4 Règles de calcul des fondations profondes établies dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993)

3.1.4.1 Calcul de la résistance de frottement

La résistance de frottement des pieux était calculée à partir de l'expression générale suivante :

$$R_{s,cal} = \pi B \int_0^L q_s(z) dz \quad (73)$$

Le frottement latéral unitaire limite des pieux q_s était lu sur l'abaque de la Figure V-28 en fonction du mode de mise en œuvre du pieu, de la nature du sol et la pression limite p_l mesurée dans le sol. Les classes A, B et C des sols étaient fonction de la pression limite dans le terrain (Figure V-29). Le Fascicule 62-V (MELT, 1993) donnait également des équations approchant les courbes.

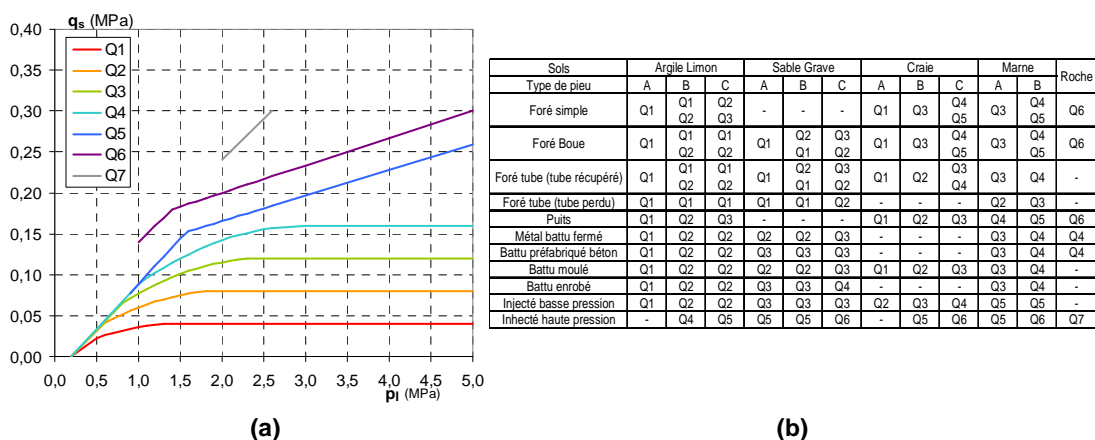


Figure V-28. Abaque du frottement latéral unitaire q_s (a) et choix de la courbe de frottement latéral unitaire limite q_s (b) (modifié d'après le Fascicule 62-V (MELT, 1993))

3.1.4.2 Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe des pieux était obtenue, selon les règles établies dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993), par combinaison de trois termes : la section transversale en pointe de pieu A_b , le facteur de portance k_p et la pression limite nette équivalente p_{LMe}^* :

$$R_{b,cal} = k_p \times p_{LMe}^* \times A_b \quad (74)$$

Le facteur de portance dépendait de la nature du sol et du mode de mise en œuvre du pieu (Figure V-29).

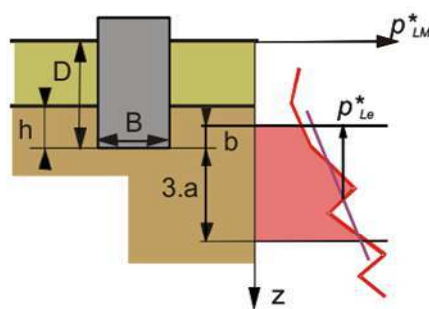
La pression limite nette équivalente p_{LMe}^* , caractérisant la compacité du sol au voisinage de la pointe, était calculée à partir de l'expression générale suivante :

$$p_{LMe}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{L-b}^{L+3a} p_{LM}^*(z) dz \quad (75)$$

$$\text{Avec } a = \frac{B}{2} \text{ si } B > 1\text{m}$$

$$a = 0,5\text{m si } B < 1\text{m}$$

$b = \min(a; h)$, h étant la hauteur de la fondation dans la couche porteuse (Figure V-29)



Type de sol		Plage mesure		Coefficient pressiomètre	
		p_i (MPa)	k_p (SR)	k_p (.R)	
Argile Limon	A Mou	<0,7	1,1	1,4	
	B Ferme	1,2-2	1,2	1,5	
	C Dure (argile)	>2,5	1,3	1,6	
Sable Grave	A Lache	<0,5	1	4,2	
	B Moyennement compact	1-2	1,1	3,7	
	C Dense	>2,5	1,2	3,2	
Craies	A Molles	<0,7	1,1	1,6	
	B Altérées	1-2,5	1,4	2,2	
	C Denses	>3	1,8	2,6	
Marnes	A Tendres	1,5-4	-	-	
	B Compactes	>4,5	1,8	2,6	
Roches	A Altérées	2,5-4	1,1 à 1,8	1,8 à 3,2	
	B Fracturées	>4,5	-	-	

(a)

(b)

Figure V-29. Pression limite nette équivalente (a) et valeurs du coefficient de portance k_p (b) (modifié d'après le Fascicule 62-V (MELT, 1993))

3.1.4.3 Vérification des états limites

Le Fascicule 62-V (MELT, 1993) recommandait d'appliquer un facteur de sécurité égal à 1,4 sur la portance limite calculée du pieu à l'état limite ultime (ELU) (combinaison fondamentale) et sur la résistance de fluage calculée du pieu à l'état limite de service (ELS) (combinaison quasi permanente) :

$$Q_{sollicitations} \leq \frac{R_{c,cal}}{1,40} \quad (\text{Combinaison fondamentale à l'état limite ultime})$$

$$Q_{sollicitations} \leq \frac{R_{fluage,cal}}{1,40} \quad (\text{Combinaison quasi permanente à l'état limite de service})$$

avec $R_{fluage,cal} = 0,5R_{b,cal} + 0,7R_{s,cal}$ pour les pieux mis en œuvre sans refoulement du sol

$R_{fluage,cal} = 0,7R_{b,cal} + 0,7R_{s,cal}$ pour les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol

3.1.5 Règles de calcul des fondations profondes proposées par Bustamante et Gianceselli, (2006)

Depuis les années 1990, 180 essais de chargement statique de pieux, représentant environ 43 % de l'ensemble des essais examinés par Bustamante et Gianceselli, (2006), ont été réalisés et n'ont donc pas été pris en compte dans les règles de calcul de portance des pieux établies dans le Fascicule 62-V et le DTU 13.2 (Bustamante et al., 2009).

La synthèse de ces données par Bustamante et Gianceselli, (2006) a permis :

- d'inclure les techniques de pieux les plus récentes, dont l'emploi dans la pratique courante était postérieur à la publication de ces deux documents normatifs ;
- de procéder à un réajustement des paramètres de calcul q_s et k_p .

Suite à ce travail, les auteurs ont proposé, en 2006, un modèle de calcul pressiométrique différent de celui établi dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993). Ils ont identifié 20 techniques de réalisation de pieux différentes, contre 17 définies dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993) et 19 dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992). Ces techniques étaient réparties en huit classes (Tableau V-19). Parmi ces classes, la classe 4 regroupait les pieux battus béton préfabriqué ou précontraint, battus enrobés, battus moulés et battus acier fermés.

3.1.5.1 Calcul de la résistance de frottement

La résistance de frottement des pieux était calculée à partir de l'expression générale suivante :

$$R_{s,cal} = \pi B \int_0^L q_s(z) dz \quad (76)$$

Le frottement latéral unitaire limite q_s était lu sur l'abaque de la Figure V-30 en fonction de la technique de réalisation du pieu, de la nature du sol et la pression limite p_l du sol. Bustamante et Gianceselli, (2006) ont tracé 10 courbes de frottement latéral unitaire en fonction de la pression limite et établi cinq grandes catégories de sols (Tableau V-19).

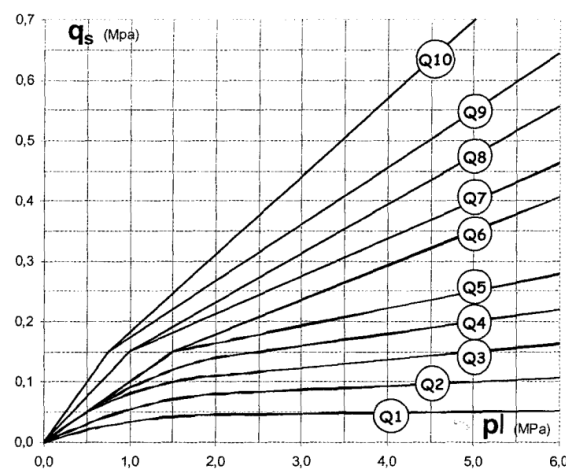


Figure V-30. Evolution du frottement latéral unitaire limite q_s des pieux en fonction de la pression limite du terrain p_l (Bustamante et Gianceselli, 2006)

Les expressions mathématiques des courbes de frottement latéral unitaire tracées sur la Figure V-30 ont été établies par [Burlon et al., \(2013\)](#) et étaient de la forme :

$$q_{si}(p_l) = (a_i p_l + b_i)(1 - e^{-c_i p_l}) \quad (i \in [1;10]) \quad (77)$$

Avec a_i , b_i et c_i trois paramètres dépendants de la nature du sol et du type de pieu mis en œuvre.

Tableau V-19. Techniques de réalisation, classes, facteurs de portance k_p et courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire limite q_s (modifié d'après [Bustamante et Gianceselli, 2006](#))

Technique de réalisation	Classe	Argile Limon		Sable Grave		Craie		Marno-calcaire		Roche altérée	
		k_p	Courbe	k_p	Courbe	k_p	Courbe	k_p	Courbe	k_p	Courbe
1-Foré simple	1	1,25	Q2	1,2	Q2	1,6	Q5	1,6	Q4	1,6	Q6
2-Foré boue			Q2		Q2		Q5		Q4		Q6
3-Foré tubé virole perdue			Q1		Q1		Q1		Q2		Q1
4-Foré tubé virole récupérée			Q1		Q2		Q4		Q4		Q4
5-Foré simple ou boue avec rainurage, puits			Q3		Q3		Q5		Q4		Q6
6-Foré tarière continue simple et double rotation	2	1,3	Q2	1,65	Q4	2,0	Q3	2,0	Q5	2,0	Q5
7-Vissé moulé	3	1,7	Q3	3,9	Q5	2,6	Q4	2,3	Q4	2,3	Q4
8-Vissé tubé			Q1		Q2		Q2		Q2		Q2
9-Battu béton préfabriqué ou précontraint	4	1,4	Q3	3,1	Q3	2,4	Q2	2,4	Q2	2,4	*
10-Battu enrobé (béton-mortier-coulis)			Q6		Q8		Q7		Q7		*
11-Battu moulé			Q2		Q3		Q6		Q5		*
12-Battu acier fermé			Q2		Q2		Q1		Q2		*
13-Battu acier ouvert	5	1,1	Q2	2,0	Q1	1,1	Q1	1,1	Q2	1,1	*
14-Profilé H battu	6	1,4	Q2	3,1	Q2	2,4	Q1	1,4	Q2	1,4	*
15-Profilé H battu injecté IGU ou IRS			Q6		Q8		Q7		Q7		*
16-Palplanches battues	7	1,1	Q2	1,1	Q2	1,1	Q1	1,1	Q2	1,1	*
17-Micropieu type I	1	1,25	Q1	1,2	Q1	1,6	Q1	1,6	Q2	1,6	Q6
18-Micropieu type II			Q1		Q1		Q1		Q2		Q6
19-Pieu ou micropieu injecté type III	8	1,4	Q6	1,6	Q8	1,8	Q7	1,8	Q7	1,5	Q9
20-Pieu ou micropieu injecté type IV			Q9		Q9		Q9		Q9		Q10

* Dans le cas où l'altération permet l'encastrement, choisir les valeurs proposées pour le marno-calcaire ou supérieurs si justifié par un essai de chargement ou autre référence.

3.1.5.2 Calcul de la résistance de pointe

La formule de calcul de la résistance de pointe des pieux était identique à celle établie dans le Fascicule 62-V ([MELT, 1993](#)) :

$$R_{b,cal} = k_p \times p_{LMe}^* \times A_b \quad (78)$$

Le calcul de la pression limite nette équivalente p_{LMe}^* a été détaillé dans le Chapitre V, § 3.1.4.2. Contrairement au Fascicule 62-V ([MELT, 1993](#)), le facteur de portance k_p présentait une valeur unique pour chaque catégorie de sol et technique de pieu (Tableau V-19).

3.1.6 Règles de calcul des fondations profondes proposées par [Burlon et al., \(2013\)](#)

L'Eurocode 7, relatif au calcul géotechnique, comporte deux parties distinctes : la première, publiée en 2004, présente des règles générales et définit les principes de calcul géotechnique dans le cadre de l'approche aux états limites ; la seconde, publiée en 2007, est relative aux essais en laboratoire et *in situ*. Elle donne les exigences pour les appareillages, les procédures d'essais, la présentation, l'interprétation des résultats et fournit en annexe des méthodes de dimensionnement des ouvrages ([Frank, 2010](#)).

Les méthodes de calculs différant d'un pays à un autre, les règles et les formules de dimensionnement ne sont pas définies dans l'Eurocode 7, mais dans des annexes « informatives » qui peuvent être rendues « normatives » et constituer des annexes nationales. La mise en conformité des règles de calcul françaises par rapport aux exigences établies dans l'Eurocode 7 (Chapitre V, § 3.2 et § 3.3) a motivé la reprise des méthodes de calcul établies dans le Fascicule 62-V ([MELT, 1993](#)). Ces dernières, ainsi que celles proposées par [Bustamante et Gianceselli, \(2006\)](#), ont été reprises et modifiées par [Burlon et al., \(2013\)](#).

Dans le cadre de l'application de l'Eurocode 7, la nouvelle norme d'application nationale française relative aux fondations profondes NF P 94-262 ([AFNOR, 2012](#)) s'est substituée au cours de l'année 2012 aux anciens documents normatifs français, le Fascicule 62-V ([MELT, 1993](#)) et le DTU 13.2 ([AFNOR, 1992](#)).

Les règles de dimensionnement des fondations profondes établies dans cette nouvelle norme par l'AFNOR en 2012 ont été reprises des travaux menés par [Burlon et al., \(2013\)](#).

La classification des techniques de réalisation des pieux établies par [Bustamante et Gianceselli, \(2006\)](#) a été conservée, les cinq catégories de sols précisées et les paramètres de calcul q_s et k_p modifiés. Ces travaux se sont appuyés sur l'exploitation d'une base de données d'essais de chargement statique de pieux, préalablement initiée par [Bustamante et Gianceselli, \(2006\)](#).

3.1.6.1 Construction d'une base de données d'essais de pieux

Les premiers essais de chargement de pieux réalisés au LCPC datent de 1966, mais les premiers essais avec mesures de la répartition des efforts le long du pieu ont été effectués dans les années 1970 (Chapitre V, § 3.1.3). Durant ces 40 dernières années, les essais de chargement de pieux de type et technologie différents, instrumentés avec des extensomètres amovibles (Chapitre IV, § 1.4) ont permis d'alimenter la connaissance sur leur comportement mécanique (distribution des efforts en fonction de la profondeur) et leur résistance en fonction de la nature des terrains.

Selon [Bustamante et Gianceselli, \(2006\)](#), 561 essais de chargement statiques ont été réalisés en France. Bon nombre d'entre eux n'ont néanmoins pas été comptabilisés dans cette base de données pour les raisons suivantes :

- Certaines données d'entrée manquaient (comme par exemple la pression limite du sol) ;
- Certains essais de chargement ont été arrêtés avant la rupture du pieu ;
- Le frottement latéral des pieux n'a parfois pas été intégralement mobilisé lors des essais.

Cette base de données contient à ce jour 215 sites différents (Bustamante et Gianceselli, 2006) et 174 essais exploitables pour le calcul des résistances de pointe et de frottement. L'intérêt d'une telle base est de définir et de caler des méthodes de dimensionnement à l'aide d'un grand nombre d'essais sur des types de pieux et des natures de sols différents. Elles reposent sur les mesures des résistances de frottement et de pointe des pieux ainsi que sur l'établissement de corrélations entre ces résistances et les caractéristiques pressiométriques et pénétrométriques du sol.

Les 20 classes de pieux établies par Bustamante et Gianceselli, (2006) ont été scindées en deux groupes, G1 et G2, définis pour l'exploitation de la base de données. Le groupe G1 regroupe tous les pieux, hormis les catégories 10, 15 et 17 à 20 regroupées dans le groupe G2.

3.1.6.2 Calcul de la résistance de frottement

L'expression de la résistance de frottement des pieux proposée par Burlon et al., (2013) diffère de celle déterminée à partir des courbes tracées par Bustamante et Gianceselli, (2006) dans la mesure où :

- le nombre d'expressions du frottement latéral unitaire limite est réduit à cinq ;
- les paramètres a, b et c ne dépendent que de la nature du sol (Tableau V-20) ;
- l'expression de q_s établie dans le Chapitre V, § 3.1.5.1 est multipliée par un paramètre adimensionnel $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ qui dépend de l'interface sol-pieu (Tableau V-21).

$$R_{s,cal} = \pi B \int_0^L q_s(p_l) dz = \pi B \int_0^L \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{sol}(p_l) dz = \pi B \int_0^L \alpha_{\text{pieu-sol}} (ap_l + b)(1 - e^{-cp_l}) dz \quad (79)$$

Les paramètres a, b, c et $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ ont été calés à partir de nuages de points relatifs aux différents essais de pieux réalisés dans les cinq natures de sols différentes et collectés dans la base de données.

La forme des courbes f_{sol} est présentée sur la Figure V-31.

Tableau V-20. Valeurs numériques des paramètres a, b et c (modifié d'après Burlon et al., 2013)

Nature de sol	Argile (%CaCO3<30%) Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou fragmentée
Choix courbe	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
a	0,003	0,01	0,007	0,008	0,01
b	0,04	0,06	0,07	0,08	0,08
c	3,5	1,2	1,3	3	3

Tableau V-21. Paramètres adimensionnels $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ et facteurs de portance k_p (modifié d'après Burlon et al., 2013)

Technique de réalisation	Groupe	Classe	Argile Limon		Sable Grave		Craie		Marno-calcaire		Roche altérée	
			k_p	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	k_p	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	k_p	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	k_p	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	k_p	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$
1-Foré simple	G1	1	1,15	1,1	1,1	1	1,45	1,8	1,45	1,5	1,45	1,6
2-Foré boue	G1			1,25		1,4		1,8		1,5		1,6
3-Foré tubé virole perdue	G1			0,7		0,6		0,5		-		-
4-Foré tubé virole récupérée	G1			1,25		1,4		1,7		1,4		-
5-Foré simple ou boue avec rainurage, puits	G1			1,3		-		-		-		-
6-Foré tarière continue simple et double rotation	G1	2	1,3	1,5	1,65	1,8	1,6	2,1	1,6	1,6	2	1,6
7-Vissé moulé	G1	3	1,55	1,9	3,2	2,1	2,35	1,7	2,1	1,7	2,1	-
8-Vissé tubé	G1			0,6		0,6		1		0,7		-
9-Battu béton préfabriqué ou précontraint	G1	4	1,35	1,1	3,1	1,4	2,3	1	2,3	0,9	2,3	-
10-Battu enrobé (béton-mortier-coulis)	G2			2		2,1		0,9		1,6		-
11-Battu moulé	G1			1,2		1,4		1,6		1		-
12-Battu acier fermé	G1			0,8		1,2		1		0,9		-
13-Battu acier ouvert	G1	5	1,0	1,2	1,9	0,7	1,4	0,9	1,4	1,	1,2	1
14-Profilé H battu	G1	6	1,20	1,1	3,1	1	1,7	1	2,2	1	1,5	0,9
15-Profilé H battu injecté IGU ou IRS	G2			2,7		2,9		1		2,4		2,4
16-Palplanches battues	G1	7	1,0	0,9	1,0	0,8	1,0	2,4	1,0	1,2	1,2	1,2
17-Micropieu type I	G2	1	1,15	-	1,1	-	1,45	1,2	1,45	-	1,45	-
18-Micropieu type II	G2			-		-		-		-		
19-Pieu ou micropieu injecté type III	G2	8	1,15	2,7	1,1	2,9	1,45	-	1,45	2,4	1,45	2,4
20-Pieu ou micropieu injecté type IV	G2			3,4		3,8		2,4		3,1		3,1

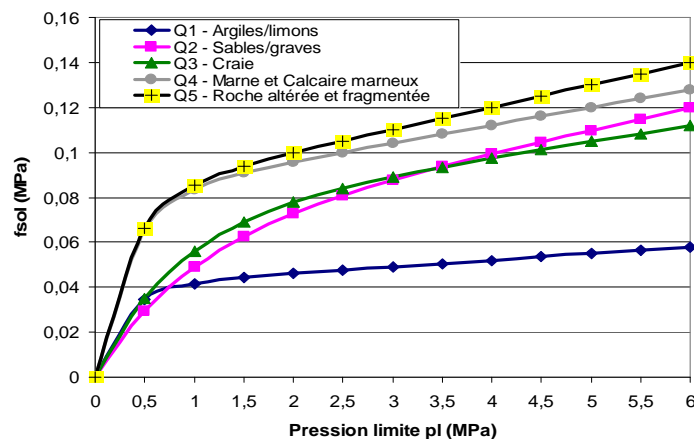


Figure V-31. Abaque des courbes f_{sol} (modifié d'après Burlon et al., 2013)

3.1.6.3 Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe des pieux est calculée, selon les règles proposées par [Burlon et al., \(2013\)](#), à partir de l'expression classique suivante :

$$R_{b,cal} = k_p \times P_{LMe}^* \times A_b \quad (80)$$

La méthode de calcul de la pression limite nette équivalente P_{LMe}^* a été définie dans le Chapitre V, § 3.1.4.2. Les valeurs du facteur de portance k_p , fixées à partir d'un calage sur la base de données, sont données dans le Tableau V-20.

3.2 Approches de calcul dans l'Eurocode 7

Les méthodes de dimensionnement des fondations profondes font référence, dans le cadre de l'Eurocode 7, à des valeurs de calcul que l'on peut qualifier de « prudentes ». A cet effet, les notions de valeurs caractéristiques et de calcul ont été introduites et définies à partir des valeurs de mesures.

Les valeurs caractéristiques interviennent dans la vérification des états limites de service (ELS) et correspondent à une probabilité maximale de mise en défaut égale à 5 % ([Frank, 2010](#)). Cette probabilité de mise en défaut est respectée pour les actions, mais pas pour les résistances pour lesquelles des facteurs partiels de sécurité partiels sont appliqués. Les valeurs de calcul interviennent dans les vérifications des états limites ultimes (ELU) et sont obtenues en appliquant des coefficients partiels aux valeurs caractéristiques.

Selon l'Eurocode 7, le calcul de la valeur caractéristique de la portance d'un pieu $R_{c;k}$ peut s'effectuer selon deux approches distinctes ([Baguelin et al., 2012](#)) :

- L'approche dite « pieu modèle » dans laquelle N valeurs de portance R_c de chaque pieu sont calculées à partir des N sondages disponibles. La valeur caractéristique de la portance $R_{c;k}$ d'un pieu est alors déterminée à partir de la relation :

$$R_{c;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \min \left(\frac{\text{moy}(R_c)}{\xi_3}; \frac{\min(R_c)}{\xi_4} \right) \quad (81)$$

ξ_3 et ξ_4 sont deux paramètres tenant compte de la dispersion spatiale des propriétés du sol ;

- L'approche dite « modèle de terrain » dans laquelle la valeur de portance R_c de chaque pieu est calculée à partir d'un modèle géotechnique du site. Cette approche est privilégiée en France lors du dimensionnement de fondations profondes dans le cadre d'un projet. La valeur caractéristique de la portance $R_{c;k}$ est égale à :

$$R_{c;k} = \frac{R_c}{\gamma_{R;d1} \times \gamma_{R;d2}} = \frac{R_b + R_s}{\gamma_{R;d1} \times \gamma_{R;d2}} = \frac{A_b q_b + \sum_i A_{s,i} q_{s,i}}{\gamma_{R;d1} \times \gamma_{R;d2}} \quad (82)$$

$\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$ sont deux coefficients de modèle. Leur signification est détaillée dans le Chapitre V, § 3.3.

La valeur de calcul de la portance d'un pieu $R_{c;d}$ est obtenue en divisant la valeur caractéristique de la portance du pieu $R_{c;k}$ par un facteur partiel γ_t dépendant de l'état limite ultime. L'Eurocode 7, partie 1 recommande une valeur du facteur partiel de sécurité γ_t égale à 1,1.

Dans l'approche du « pieu modèle », le facteur global de sécurité est égal à :

$$\gamma = \gamma_t \times \gamma_{R;d1} \times \xi_{3ou4} \quad (83)$$

Dans l'approche du « modèle de terrain », le facteur global de sécurité est égal à :

$$\gamma = \gamma_t \times \gamma_{R;d1} \times \gamma_{R;d2} \quad (84)$$

3.3 Coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$

L'utilisation de méthodes statistiques nécessite que la valeur caractéristique d'un paramètre soit obtenue de sorte que la probabilité d'une valeur plus mauvaise pour l'état limite ultime considéré soit inférieure à 5 % (Eurocode 7 partie 1).

Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d2}$ tend à compenser l'écart lié à une détermination qualitative des valeurs caractéristiques élémentaires (notamment la pression limite p_l). Sa valeur est liée au calage des méthodes de calcul et est fixée à 1,1.

Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ tient compte de la dispersion de la méthode de calcul (qui repose sur l'exploitation de la base de données d'essais de chargement de pieux) entre les valeurs de q_s ou q_b calculées et les données géotechniques de sol (Burlon et al., 2013).

Les valeurs de $\gamma_{R;d1}$ données dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) ont été déterminées à partir de l'étude statistique des fonctions de répartition des ratios $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ relatifs aux pieux des groupes G1 et G2. Seul le groupe de pieux G1 (contenant notamment les pieux battus béton préfabriqué ou précontraint, moulés et acier fermé (classe 4)) sera étudié dans la suite du chapitre.

La probabilité de mise en défaut de 5 % du nouveau modèle de calcul établi dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) (Chapitre V, § 3.1.6) impose une valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ égale à 1,37 (Figure V-32), et donc un facteur global de sécurité égal à $1,37 \times 1,1 = 1,51$. Ce facteur de sécurité est donc supérieur à celui recommandé dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993) et égal à 1,4 (Chapitre V, § 3.1.4.3)

En considérant que le facteur de sécurité du Fascicule 62-V (MELT, 1993) est égal au produit d'un coefficient de modèle et d'un facteur partiel de sécurité, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ implicite au Fascicule 62-V (MELT, 1993) vaut $\gamma_{R;d1} = 1,4 / \gamma_t = 1,4 / 1,1 = 1,27$. La probabilité de mise en défaut est alors de 17 % (Baguelin et al., 2012) (Figure V-32). Selon Burlon et al., (2013), ce niveau de confiance peut être considéré comme suffisant dans la mesure où les facteurs de sécurité appliqués lors du dimensionnement des fondations profondes avec le Fascicule 62-V (MELT, 1993) ont permis de prévenir tout dommage mettant en cause la méthode de dimensionnement.

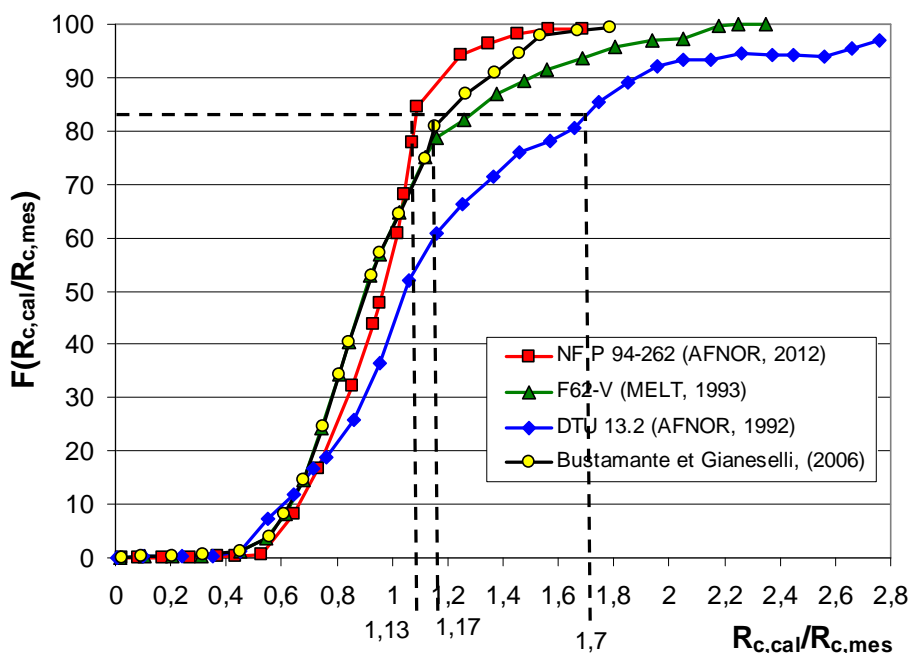


Figure V-32. Fonction de répartition de $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ pour les pieux du groupe G1 (modifié d'après Baguelin et al., 2012)

Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$, DTU 13.2 (AFNOR, 1992) relatif aux règles de calcul établies par le DTU 13.2 (AFNOR, 1992) et correspondant à une probabilité de mise en défaut de 17 % est égal à 1,7 (Figure V-32). Le DTU 13.2 (AFNOR, 1992) n'incluant pas les technologies de pieux récentes le ratio $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ présente alors une dispersion importante avec un coefficient de variation égal à 113% (Baguelin et al., 2012).

Les coefficients de modèles proposés par Bustamante et Gianceselli, (2006) (noté $\gamma_{R;d1}$, Bustamante et Gianceselli, (2006)) et Burlon et al., (2013) (noté $\gamma_{R;d1}$, Burlon et al., (2013)) et correspondant à cette même probabilité de mise en défaut sont respectivement égaux à 1,17 et 1,13 (Figure V-32). Enfin, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ relatif au groupe des pieux G1 et retenu dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) est une moyenne des deux coefficients $\gamma_{R;d1}$, Bustamante et Gianceselli, (2006) et $\gamma_{R;d1}$, Burlon et al., (2013) et est égal à 1,15.

4 Méthode de dimensionnement française des pieux en bois

4.1 Objectifs du dimensionnement

La démarche mise en œuvre pour établir les règles pressiométriques présentées dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) (Chapitre V, § 3.1.6) est reprise et modifiée dans cette partie pour proposer des valeurs des coefficients relatifs aux pieux en bois.

Les objectifs de la méthode de dimensionnement des pieux en bois à partir des règles pressiométriques françaises établies dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) sont les suivants :

- Déterminer les coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol,cal}}$ dans deux classes de sol : les argiles limons et les sables graves ;
- Evaluer le coefficient de portance $k_{p,\text{pieu bois,cal}}$ dans les argiles limons et les sables graves ;
- Définir la valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ relatif à cette technologie de pieux.

4.2 Principe de la démarche

Les résultats des 10 essais de chargement statique des pieux en bois effectués à Rouen et Cubzac-les-Ponts constituent une première base de données relative à cette « nouvelle » technologie de pieux. Néanmoins, ce nombre d'essais étant trop faible pour réaliser une étude statistique et établir des règles de calculs, cette base de données est complétée par :

- Des essais de chargement statique sur des pieux en bois détaillés dans la littérature ;
- Une base de données d'essais de pieux américaine à laquelle nous avons eu accès par l'intermédiaire de l'université de New-Hampshire.

4.2.1 Construction d'une base de données issue de la littérature

Les essais de chargement des pieux en bois détaillés dans la littérature alimentent cette nouvelle base de données si les informations suivantes sont disponibles :

- Géométrie du pieu (longueur, diamètre en tête ou en pointe ou moyen) ;
- Coupe géologique du sol avec l'évolution de ses propriétés mécaniques en fonction de la profondeur (c_u , q_c ou N_{SPT}) ;
- Portance limite du pieu (voir éventuellement les termes de pointe et de frottement).

Le Chapitre V, § 2.3.2 a présenté une partie des essais alimentant la base de données d'essais de pieux en bois.

Les 10 essais réalisés sur les deux sites expérimentaux sont complétés par :

- 19 essais de chargement de pieux en bois réalisés dans l'argile ou/et dans le sable et corrélés aux résultats des sondages de pénétration au carottier (N_{SPT}) ;
- 56 essais de chargement réalisés dans l'argile et corrélés à la résistance au cisaillement non drainée c_u du sol.

Les références des articles dans lesquels sont détaillés les essais de chargement des pieux en bois corrélés aux résultats des sondages de pénétration au carottier N_{SPT} et à la résistance au cisaillement non drainée c_u du sol sont données dans la partie « Liste des articles – base de données d'essais de pieux en bois » dans les références bibliographiques.

4.2.2 Base de données américaine

La base de données d'essais de chargement de fondations profondes américaine (Deep Foundations Load Test Database) a été construite par l'administration américaine à partir d'essais réalisés entre 1985 et 2003, dans l'objectif d'apporter une aide supplémentaire au dimensionnement des fondations auprès des universités, états et entreprises privées. Elle regroupe 1500 essais de chargement de pieux et plus de 2500 essais de caractérisation du sol (N_{SPT} , c_u), collectés auprès des universités, laboratoires, entreprises privées et pays étrangers. Parmi les 1500 essais de chargement de pieux, 21 d'entre eux ont été réalisés sur des pieux en bois et comportaient la totalité des informations listées précédemment. Des sondages de pénétration au carottier ont été effectués à proximité de zones d'essais.

Au total, la base de données d'essais de pieux en bois constituée comprend donc 10 essais de chargement réalisés sur les deux sites expérimentaux, 40 essais (dans des sables et des argiles) corrélés aux résultats des sondages de pénétration au carottier et 56 essais corrélés à la résistance au cisaillement non drainée de l'argile.

Le modèle de calcul développé par la suite est donc construit à partir des paramètres de résistance du sol (c_u) et des résultats des essais pressiométriques et de pénétration au carottier.

4.2.3 Corrélations entre les paramètres c_u , N_{SPT} et p_l

La méthode de dimensionnement française des fondations profondes s'appuie sur des corrélations entre la portance limite des pieux et les caractéristiques pressiométriques du sol (Chapitre V, § 3.1.6). Or la base de données d'essais en pieux en bois alimentée dans ce travail ne comprend que des résultats d'essais documentés par des profils d'essais SPT et de cohésion non drainée. Il est donc nécessaire de faire la correspondance avec des profils pressiométriques.

Les profils des cohésions non drainées sont établis uniquement dans les argiles limons, tandis que les profils d'essais SPT le sont à la fois dans les argiles limons et les sables graves (certains sites étant caractérisés par une alternance de couches de sol différentes).

Les caractéristiques pressiométriques des couches de sol sont établies à partir de corrélations entre la pression limite p_l , le nombre de coups de pénétration au carottier N_{SPT} et la résistance au cisaillement non drainée c_u en fonction de la nature du sol (Tableau V-22).

Tableau V-22. Corrélations entre N_{SPT} , c_u et p_l

	Argile limon	Sable grave	
Corrélation entre p_l (MPa) et N_{SPT} (/0,3m)	$\frac{p_l}{N_{SPT}} = 15$	$\frac{p_l}{N_{SPT}} = 20$	
Corrélation entre p_l (MPa) et c_u (MPa) (Reiffsteck et al., 2012)	$c_u = \frac{p_l - p_0}{\alpha} + \beta$		
	$p_l - p_0$	α	β
	<0,3	5,5	0
	0,3 à 1	12 10	0,03 0,025
1 à 2,5	35	0,085	

4.2.4 Séparation des résistances de pointe et de frottement expérimentales

Les essais de chargement détaillés dans la littérature et la base de données américaine ont été réalisés sur des pieux en bois instrumentés en tête. L'absence d'instrumentation le long du fût ne permet pas de séparer les résistances de pointe et de frottement.

On rappelle que nous considérons que 75 % de la portance limite des pieux en bois est reprise par le fût et 25 % par la pointe (Chapitre V, § 2.3.2). Ces ratios ont été établis en effectuant la moyenne entre les résistances de pointe des pieux battus contenus dans la base de données d'essais de pieux du LCPC et celles mesurées lors des essais de chargement des pieux en bois à Rouen et Cubzac-les-Ponts :

- D'après la base de données d'essais de pieux du LCPC (Chapitre V, § 3.1.6.1), les résistances de pointe des pieux battus sont en moyenne égales à 38 % de leur portance limite ;
- Les résistances de pointe des pieux en bois battus sur les plots expérimentaux de Rouen et Cubzac-les-Ponts atteignaient en moyenne 17 % de leur portance limite (Chapitre IV, § 2.6.4.8).

4.2.5 Schéma récapitulatif de la démarche

La démarche adoptée dans le cadre de l'élaboration de la méthode de dimensionnement française des pieux en bois est présentée sur la Figure V-33. Elle est divisée en cinq étapes, explicitées par la suite.

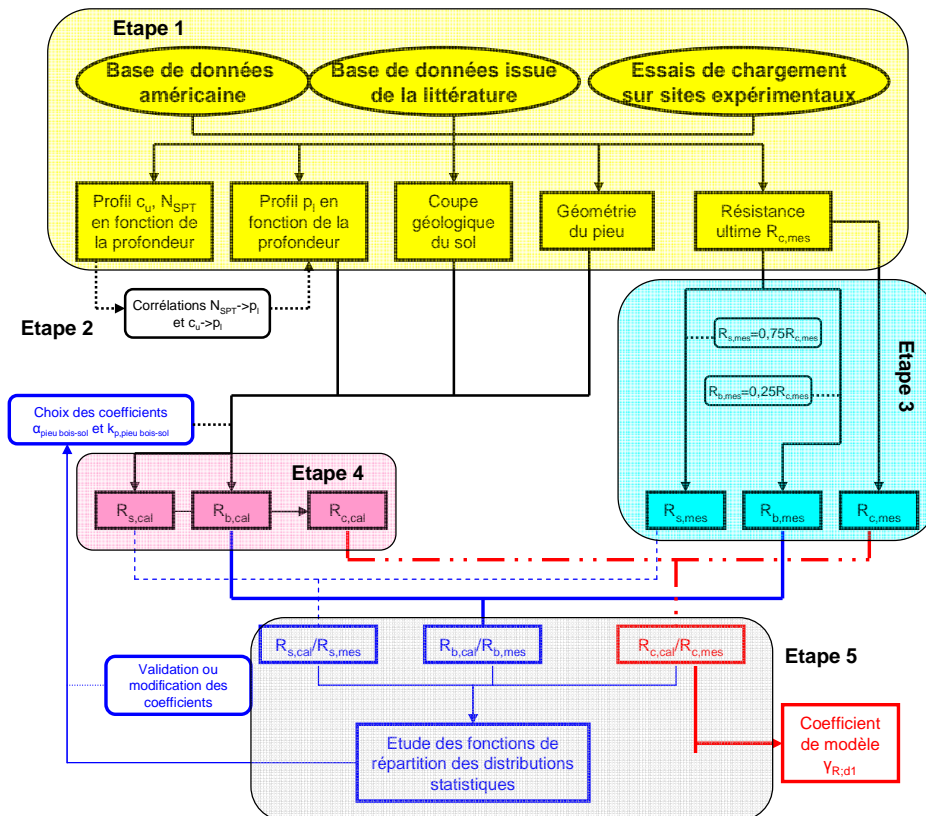


Figure V-33. Schéma récapitulatif de la démarche

- La première étape consiste à synthétiser l'ensemble des résultats et données relatifs aux essais de chargement des pieux en bois. On rappelle que ces données proviennent des résultats d'essais obtenus sur les plots expérimentaux de Rouen et de Cubzac-les-Ponts, d'articles publiés dans la littérature et de résultats contenus dans la base de données américaine d'essais de pieux (notée dans la suite du chapitre BDDA). Les géométries, les portances limites expérimentales des pieux, ainsi que les coupes géologiques des terrains sont relevées. Les profils pressiométriques (à Rouen et Cubzac-les-Ponts), de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile c_u et de la résistance de pénétration au carottier N_{SPT} en fonction de la profondeur le sont également.
- La deuxième étape consiste à établir les profils pressiométriques des terrains dans lesquels ont été battus les pieux en bois. Ces profils sont déterminés par corrélation entre les paramètres c_u , N_{SPT} et p_i . Les facteurs de corrélation sont présentés dans le Tableau V-22. Les profils pressiométriques des plots expérimentaux de Rouen et de Cubzac-les-Ponts sont établis par mesure directe des pressions limites dans le terrain.
- La séparation des efforts repris par le fût et la pointe des pieux en bois non instrumentés avec des extensomètres amovibles constitue la troisième étape de la démarche. Les ratios retenus sont présentés dans le Chapitre V, § 4.2.4. Les mesures directes des résistances de pointe et de frottement des pieux en bois testés à Rouen et à Cubzac-les-Ponts ont été réalisées avec un système d'instrumentation constitué d'extensomètres amovibles (Chapitre IV, § 1.4).
- La quatrième étape de cette démarche consiste à calculer la résistance de frottement, la résistance de pointe et la portance limite des pieux en bois à partir des formules établies

dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) et détaillées dans le Chapitre V, § 3.1.6. A ce stade de l'étude, les coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ et $k_{p, \text{pieu bois}}$ n'étant pas déterminés, ils sont supposés égaux à ceux des pieux de la classe 4 de la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) (Tableau V-21). On rappelle que la classe 4 regroupe les pieux battus béton préfabriqué ou précontraint, battus enrobés (béton-mortier-coulis), battus moulés et battus acier fermés.

- Une fois les résistances des pieux calculées, les fonctions de répartition des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$, $R_{b,cal}/R_{b,mes}$ et $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ sont tracées (étape n°5). Les coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ et $k_{p, \text{pieu bois}}$ sont alors modifiés en fonction des valeurs des coefficients de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de frottement}}$ et $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de pointe}}$ obtenues. La fonction de répartition du ratio $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ permet également de déterminer le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$.

La finalité de la démarche présentée ci-dessus consiste donc à déterminer les valeurs des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, $k_{p, \text{pieu bois}}$ et $\gamma_{R;d1}$. Elles sont présentées dans le Chapitre V, § 4.3 et § 4.4.

4.3 Calage des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ et $k_{p, \text{pieu bois}}$

Les règles de calcul des fondations profondes présentées dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) ont été établies en considérant une probabilité de mise en défaut de la fonction de répartition du ratio $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ égale à 17 % (Chapitre V, § 3.3).

Cette probabilité de mise en défaut de 17 % est conservée pour le calage des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, $k_{p, \text{pieu bois}}$ et $\gamma_{R;d1}$.

Compte tenu du manque de données relatives aux autres natures de sol (craie, marne et calcaire-marneux, roche altérée ou fragmentée), le paramètre $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ et le facteur de portance $k_{p, \text{pieu bois}}$ sont uniquement déterminés dans les argiles limons et les sables graves.

4.3.1 Calage du coefficient $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$

L'étude de la distribution statistique du ratio $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ vise à déterminer les valeurs du paramètre adimensionnel $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ dans les argiles limons et les sables graves. On a vu, dans le Chapitre V, § 3.1.6.2, qu'il dépendait de la technique de réalisation du pieu et de la nature du terrain.

Dans la suite du chapitre, le terme « compilation » désignera l'ensemble des résultats des essais de chargement des pieux en bois réalisés sur les deux plots expérimentaux et publiés dans la littérature et dans la base de données américaine.

Les valeurs du paramètre $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, supposées égales à celles des pieux de classe 4, sont modifiées et calées de sorte que la différence entre les coefficients de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de frottement, compilation}}$ et $\gamma_{R;d, \text{pieu battu classe 4, résistance de frottement}}$ soit minimisée (Figure V-34). Ce dernier, égal à 1,32, a été déterminé en analysant 41 essais de chargement de pieux battus et en conservant une probabilité de mise en défaut de la fonction de répartition de 17 %.

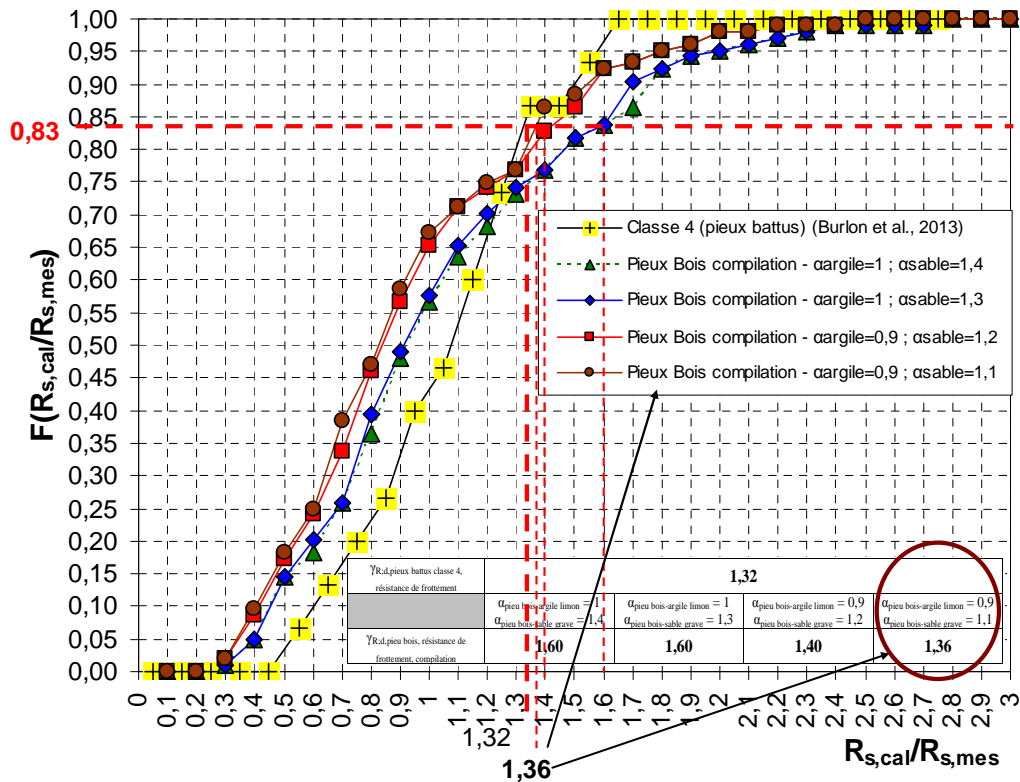


Figure V-34. Fonctions de répartition de $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ en fonction des valeurs de $\alpha_{\text{pieu bois - argiles limons}}$ et $\alpha_{\text{pieu bois - sables graves}}$

Pour des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-argiles limons}}$ et $\alpha_{\text{pieu bois-sable grave}}$ respectivement égaux à 0,9 et 1,1, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de frottement, compilation}}$ est égal à 1,36.

Le Tableau V-23 et la Figure V-35 présentent les valeurs du paramètre $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ que nous proposons dans les argiles limons et les sables graves, ainsi que les fonctions de répartition du ratio $R_{s,cal}/R_{s,mes}$.

Tableau V-23. Valeurs de $\alpha_{\text{pieu bois-argiles limons}}$ et $\alpha_{\text{pieu bois-sables graves}}$

$a_{\text{argiles limons}}$	0,003	$a_{\text{sables graves}}$	0,01
$b_{\text{argiles limons}}$	0,04	$b_{\text{sables graves}}$	0,06
$c_{\text{argiles limons}}$	3,5	$c_{\text{sables graves}}$	1,2
$\alpha_{\text{pieu bois - argiles limons}}$	0,9	$\alpha_{\text{pieu bois - sables graves}}$	1,1

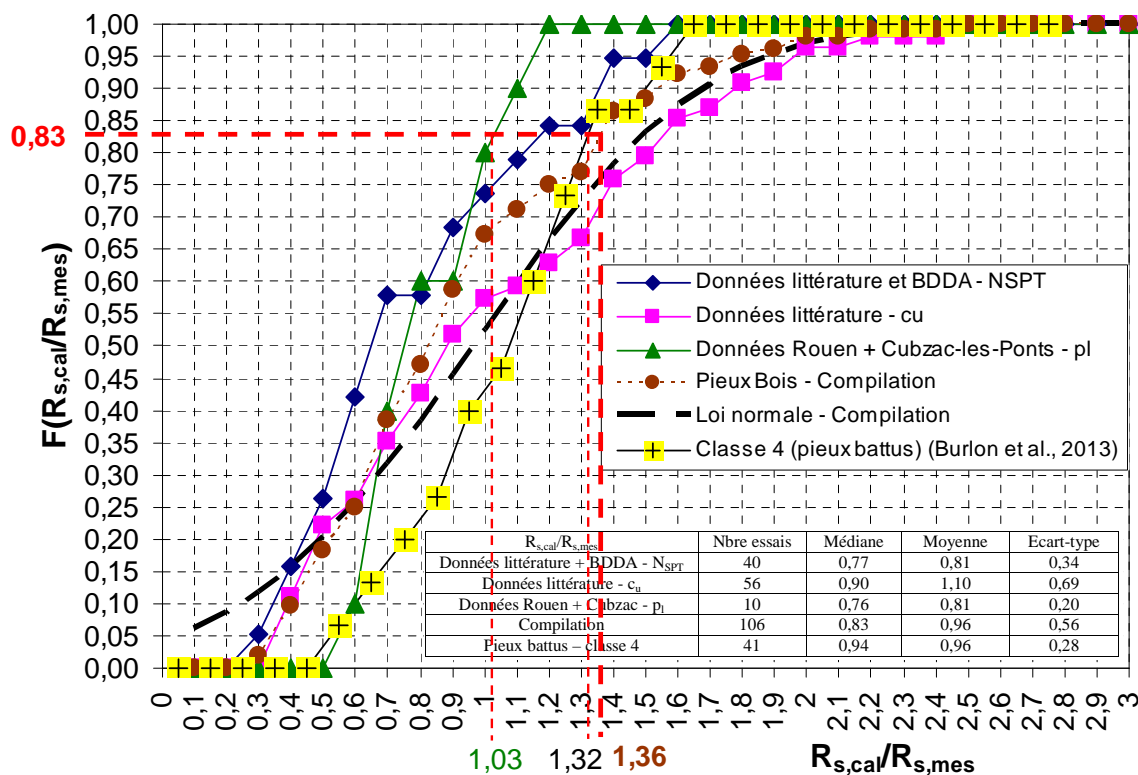


Figure V-35. Fonctions de répartition de $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ pour les pieux en bois

Le paramètre $\alpha_{\text{pieu bois-argiles limons}}$ est égal à 0,9. Sa valeur est comprise entre celles des paramètres $\alpha_{\text{pieu battu acier fermé-argiles limons}}$ (égale à 0,8) et $\alpha_{\text{pieu béton battu préfabriqué-argiles limons}}$ (égale à 1,1) établies dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012).

Le paramètre $\alpha_{\text{pieu bois-sables graves}}$ est lui égal à 1,1. Sa valeur est inférieure à celles des paramètres $\alpha_{\text{pieu battu acier fermé- sables graves}}$ (égale à 1,2) et $\alpha_{\text{pieu béton battu préfabriqué- sables graves}}$ (égale à 1,4) (norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012)).

Les différentes fonctions de répartition tracées à partir des données publiées dans la littérature, dans la base de données américaine et mesurées à Rouen et Cubzac-les-Ponts présentent des tendances similaires à la loi normale (Figure V-35).

Les distributions des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ calculés à partir des données publiées dans la littérature et la base de données américaine sont dispersées : les coefficients de variation sont égaux à 42 % (données littérature + BDDA - N_{SPT}) et 63 % (données littérature - c_u). Ces dispersions sont liées aux incertitudes sur les facteurs de corrélation entre les paramètres c_u , N_{SPT} et p_l , et sur la répartition « arbitraire » des efforts entre le fût et la pointe. Le coefficient de variation des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ calculés à partir de la compilation des données est égal à 58 %. La distribution des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ calculé à partir des données mesurées sur les deux plots expérimentaux (Rouen et Cubzac-les-Ponts) présente la dispersion la plus faible : son coefficient de variation est égal à 25 %.

La moyenne et la médiane des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ calculées à partir de la compilation des données relatives aux pieux en bois sont respectivement égales à 0,96 et 0,83 (Figure V-35).

Tandis que la moyenne et la médiane des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ relatifs aux pieux battus de la classe 4 (Burlon et al., 2013) sont respectivement égales à 0,96 et 0,94.

Les moyennes des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ relatifs aux pieux en bois et aux pieux battus de la classe 4 (Burlon et al., 2013) sont donc identiques. Les médianes diffèrent de 11 %.

Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de frottement, compilation}}$ est égal à 1,36 (Figure V-35). Sa valeur est proche de celle du coefficient de modèle relatif à la résistance de frottement des pieux battus (classe 4) dans les argiles limons et les sables graves et égale à 1,32 (Burlon et al., 2013).

Enfin, si l'on considère uniquement les résultats d'essais de chargement obtenus à Rouen et à Cubzac-les-Ponts, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de frottement, plots expérimentaux}}$ atteint 1,03 (Figure V-35). Il tient compte de la dispersion de la méthode de calcul (reposant sur 10 essais de chargement de pieux en bois) entre les valeurs des frottements latéraux unitaires limites et les données géotechniques de sol.

4.3.2 Calage du facteur de portance $k_p, \text{pieu bois}$

Les valeurs du coefficient de portance k_p établies dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) dépendent de la classe des pieux et de la nature du sol (Tableau V-21).

La probabilité de mise en défaut de la fonction de répartition du rapport $R_{b,cal}/R_{b,mes}$ égale à 17 % est conservée pour le calage du facteur de portance $k_p, \text{pieu bois}$.

Le Tableau V-24 et la Figure V-36 présentent les valeurs de ce coefficient retenues dans les argiles limons et les sables graves, ainsi que les fonctions de répartition du ratio $R_{b,cal}/R_{b,mes}$.

Les valeurs retenues du facteur $k_p, \text{pieu bois}$ dans les argiles limons et les sables graves sont identiques à celles établies dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) pour les pieux de classe 4 (Tableau V-21).

Tableau V-24. Valeurs du coefficient de portance k_p dans les argiles limons et les sables graves

$k_p, \text{pieu bois, argiles limons}$	1,35	$k_p, \text{pieu bois, sables graves}$	3,1
---	------	--	-----

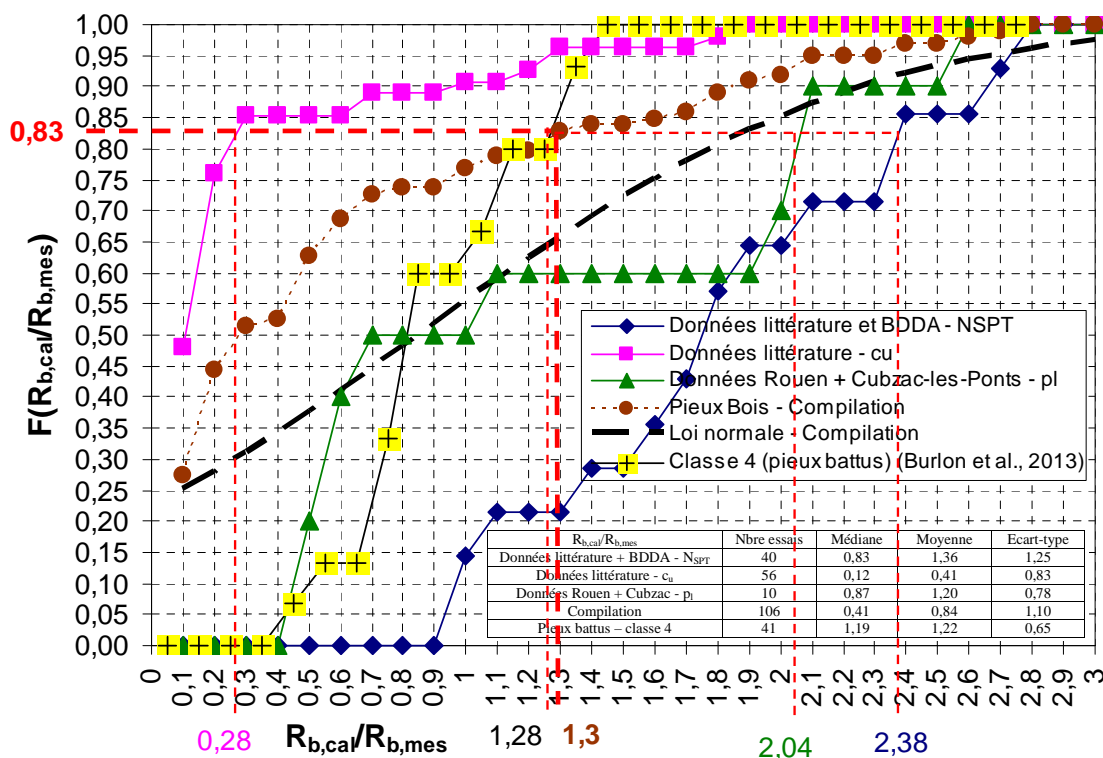


Figure V-36. Fonction de répartition de $R_{b,cal}/R_{b,mes}$ pour les pieux en bois

La Figure V-36 met en évidence une dispersion importante des ratios $R_{b,cal}/R_{b,mes}$. Les coefficients de variation varient entre 65 % (données mesurées à Rouen et à Cubzac-les-Ponts) et 200 % (données littérature - c_u).

La résistance de pointe des pieux calculée à partir des corrélations entre les paramètres c_u et p_1 est sous-estimée (90 % de la population des pieux présentent un ratio $R_{b,cal}/R_{b,mes}$ inférieur à 1), tandis qu'elle est surestimée lorsque p_1 est corrélée avec N_{SPT} (Figure V-36). Les facteurs de corrélation utilisés ainsi que la séparation « arbitraire » de la portance limite des pieux en un terme de frottement et un terme de pointe peuvent expliquer cette dispersion.

En ne tenant compte que des essais de chargement réalisés à Rouen et Cubzac-les-Ponts, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de pointe, sites expérimentaux}}$ est égal à 2,04 (Figure V-36). Cependant, ce coefficient, ainsi que le facteur $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de frottement, sites expérimentaux}}$ étant déterminés à partir d'un faible nombre d'essais de pieux (seulement 10), ils sont peu représentatifs de l'ensemble de la population des pieux en bois.

Les coefficients de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de pointe, données littérature et BDDA - NSPT}}$ et $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de pointe, données littérature-cu}}$ valent respectivement 2,38 et 0,28 (Figure V-36). Enfin, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de pointe, compilation}}$ relatif aux pieux en bois est égal à 1,3, tandis que celui relatif aux pieux de classe 4 est égal à 1,28 (Burlon et al., 2013).

4.4 Coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ relatif aux pieux en bois

Lors d'un essai de chargement, l'instrumentation de la tête du pieu avec un peson et quatre capteurs de déplacement verticaux permet de mesurer la portance limite du pieu. Le faible nombre de capteurs utilisés et la « simplicité » de leur mise en place limitent considérablement les incertitudes sur les valeurs enregistrées.

Les résistances de pointe et de frottement des pieux en bois ont été mesurées avec un système d'instrumentation constitué d'extensomètres amovibles. Les incertitudes liées à la sensibilité des jauges de déformation dans l'eau, à l'adhérence des bloqueurs dans les tubes métalliques, ainsi qu'au dispositif d'instrumentation même des pieux en bois sur les mesures des résistances sont difficiles à évaluer.

Néanmoins, compte tenu du fait que les essais de chargement sur les plots expérimentaux de Rouen et Cubzac-les-Ponts ont été réalisés selon le même protocole d'essais que ceux utilisés dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012), il n'y a pas de réelles justifications à obtenir des coefficients de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de frottement}}$ et $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de pointe}}$ différents de ceux établis dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012).

Les valeurs caractéristiques des résistances de pointe et de frottement sont calculées en divisant les résistances de pointe et de frottement calculées par deux coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$ présentés dans le Chapitre V, § 3.3. Le second est fixé à 1,1, tandis que le premier tient compte de la dispersion du modèle de calcul.

L'étude des ratios entre les portances limites calculées et mesurées des pieux permet de « masquer » les incertitudes liées aux mesures expérimentales et à la séparation des termes de pointe et de frottement.

Le coefficient de modèle global $\gamma_{R;d1, \text{pieu bois}}$ relatif aux pieux en bois est déterminé à partir de l'étude statistique des ratios $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ (Figure V-37). La portance limite des pieux est calculée à partir des valeurs des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois}}$ et $k_{p, \text{pieu bois}}$ présentées dans le Chapitre V, § 4.3.1 et § 4.3.2.

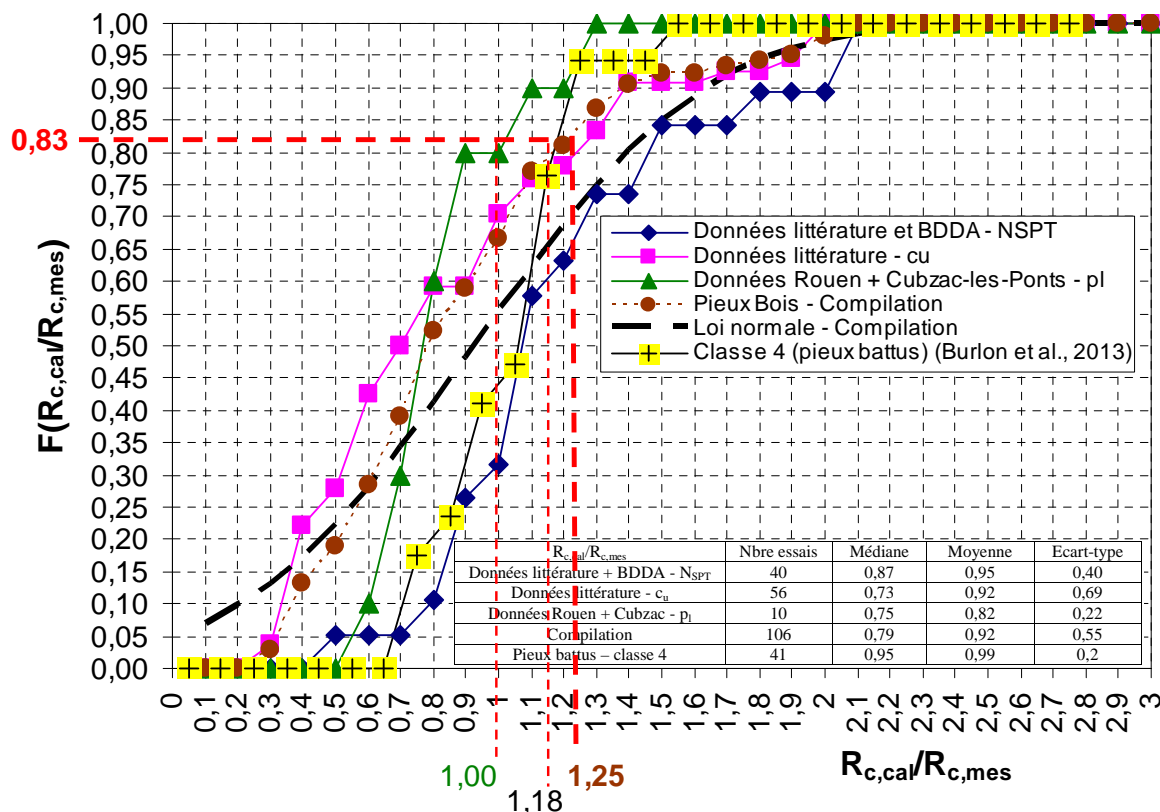


Figure V-37. Fonction de répartition de $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ pour les pieux en bois

La fonction de répartition tracée à partir de l'ensemble des données publiées dans la littérature, dans la base de données américaine et mesurées à Rouen et Cubzac-les-Ponts présente une tendance similaire à la loi normale (Figure V-37).

La Figure V-37 met en évidence une certaine dispersion des ratios $R_{c,cal}/R_{c,mes}$. Les coefficients de variation varient entre 29 % (données mesurées à Rouen et à Cubzac-les-Ponts) et 75 % (données littérature - c_u). La distribution du ratio $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ calculé à partir des données mesurées à Rouen et Cubzac-les-ponts présente la dispersion la plus faible.

Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1, pieu\ bois, compilation}$ associé à une probabilité de mise en défaut de la fonction de répartition de 17 % est égal à 1,25 (Figure V-37). Si l'on ne tient compte que des essais de chargement réalisés à Rouen et Cubzac-les-Ponts, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1, pieu\ bois, sites\ expérimentaux}$ vaut 1.

Enfin, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1, pieu\ battu, classe\ 4}$ relatif aux pieux battus de la classe 4 est égal à 1,18.

Les pieux en bois constituent, selon la classification établie dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) (Tableau V-21), une 21^{ème} catégorie. Leur technique de mise en œuvre par battage permet de les intégrer dans la classe 4, où figurent notamment les pieux battus béton préfabriqué, enrobés, moulés et acier fermés. Cette classe de pieux (mis à part les pieux battus enrobés) est contenue dans le groupe G1, dont le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ est égal à 1,15 (Chapitre V, § 3.3).

Compte tenu du retour d'expérience inexistant sur la portance limite réelle des pieux en bois dimensionnés à partir des règles pressiométriques proposées dans cette étude, la valeur du

coefficient de modèle $\gamma_{R;d1, \text{pieu bois}}$ est maintenue à 1,25. Cette dernière est donc différente de celle du coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ relatif au groupe G1.

4.5 Application de la méthode de dimensionnement proposée

4.5.1 Application de la méthode aux pieux battus sur les sites expérimentaux

L'approche de calcul dite « modèle de terrain » (Chapitre V, § 3.2) est la plus couramment utilisée en France. Elle est retenue dans le calcul des résistances des pieux en bois battus sur les plots expérimentaux de Rouen et de Cubzac-les-Ponts.

Les résistances des pieux sont calculées à partir de la méthode de dimensionnement française présentée dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) et des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ et $k_{p, \text{pieu bois}}$ établis dans le Chapitre V, § 4.3 (Tableau V-25 et Tableau V-26).

Tableau V-25. Comparaison des résistances calculées et mesurées des pieux en bois– Rouen – méthode de dimensionnement française

Site expérimental de Rouen						
Pieu (essence)	$R_{s, \text{cal}, \text{NFP94-262}}$ (kN)	$R_{s, \text{cal}} / R_{s, \text{mes}}$	$R_{b, \text{cal}, \text{NFP94-262}}$ (kN)	$R_{b, \text{cal}} / R_{b, \text{mes}}$	$R_{c, \text{cal}, \text{NFP94-262}}$ (kN)	$R_{c, \text{cal}} / R_{c, \text{mes}}$
Pieu n°1 (hêtre)	138	0,70	47	1,07	185	0,77
Pieu n°2 (hêtre)	167	0,56	70	2,05	237	0,73
Pieu n°3 (pin)	137	0,62	48	0,52	185	0,59
Pieu n°4 (pin)	127	0,97	43	0,49	170	0,77
Pieu n°5 (chêne)	133	1,03	44	0,67	178	0,91
Pieu n°8 (acacia)	111	0,71	30	0,48	141	0,64
Pieu n°9 (acacia)	121	0,78	37	0,55	158	0,71

Tableau V-26. Comparaison des résistances calculées et mesurées des pieux en bois– Cubzac-les-Ponts – méthode de dimensionnement française

Site expérimental de Cubzac-les-Ponts						
Pieu (essence)	$R_{s, \text{cal}, \text{NFP94-262}}$ (kN)	$R_{s, \text{cal}} / R_{s, \text{mes}}$	$R_{b, \text{cal}, \text{NFP94-262}}$ (kN)	$R_{b, \text{cal}} / R_{b, \text{mes}}$	$R_{c, \text{cal}, \text{NFP94-262}}$ (kN)	$R_{c, \text{cal}} / R_{c, \text{mes}}$
Pieu n°4 (pin)	45	1,27	8	2,50	53	1,38
Pieu n°5 (chêne)	48	1,09	8	2,02	56	1,17
Pieu n°9 (acacia)	43	0,82	7	2,00	50	0,89

La Figure V-38 et la Figure V-39 présentent les distributions des ratios $R_{s, \text{cal}}/R_{s, \text{mes}}$, $R_{b, \text{cal}}/R_{b, \text{mes}}$ et $R_{c, \text{cal}}/R_{c, \text{mes}}$ calculés à partir de la méthode de dimensionnement française proposée.

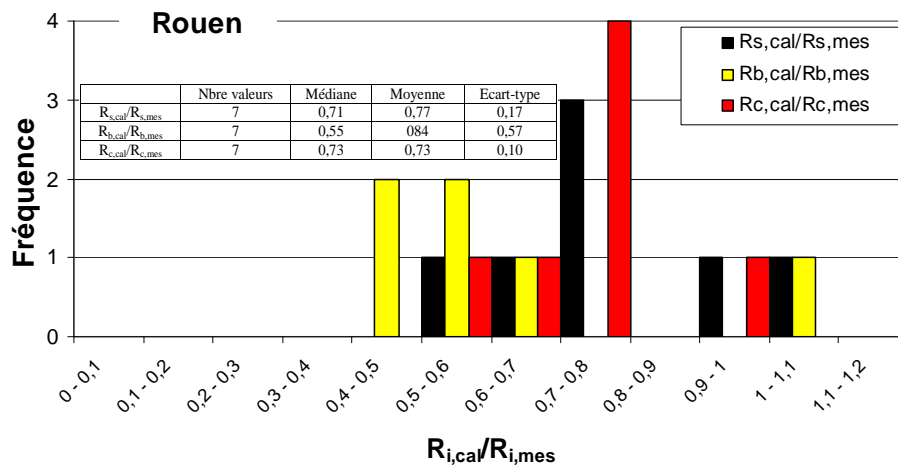


Figure V-38. Distributions des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$, $R_{b,cal}/R_{b,mes}$, $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ - Rouen – Méthode de dimensionnement française

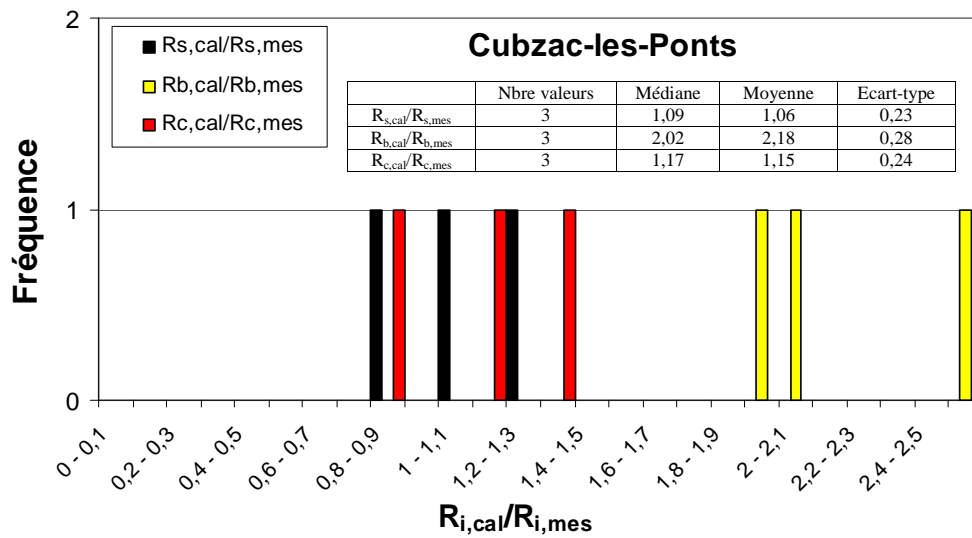


Figure V-39. Distributions des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$, $R_{b,cal}/R_{b,mes}$, $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ - Cubzac-les-Ponts – Méthode de dimensionnement française

On observe, sur la Figure V-38, que le modèle de calcul des pieux en bois établi ci-dessus sous-estime en moyenne de 25 % les résistances locales et globales des pieux testés à Rouen. A l'inverse, ce modèle surestime d'un facteur 2 les résistances de pointe des pieux battus à Cubzac-les-Ponts (Figure V-39), tandis que les résistances de frottement et les portances limites calculées de ces pieux sont en moyenne 13 % plus élevées que celles mesurées sur site.

Enfin, la moyenne des ratios $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ présentés dans le Tableau V-25 et le Tableau V-26 est égale à 0,85.

4.5.2 Plage de valeurs des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois, mes}}$ et $k_{p, \text{pieu bois, mes}}$

4.5.2.1 Plage de valeurs du coefficient $\alpha_{\text{pieu bois, mes}}$

Les mesures du frottement latéral unitaire limite des différents tronçons des pieux en bois, corrélées aux pressions limites dans le sol permettent de déterminer des valeurs enveloppes du paramètre $\alpha_{\text{pieu bois, mes}}$.

La Figure V-40 présente la distribution statistique du coefficient $\alpha_{\text{pieu bois, mes}}$ dans les argiles limons de Rouen et de Cubzac-les-Ponts et dans les sables graves de Rouen.

L'évolution du frottement latéral unitaire limite des pieux en bois en fonction de la pression limite dans les argiles limons et les sables graves est représentée sur la Figure V-41. Les courbes f_{sol} théoriques (norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012)) (Figure V-31) sont pondérées par différents coefficients $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ afin d'établir les courbes enveloppes des mesures.

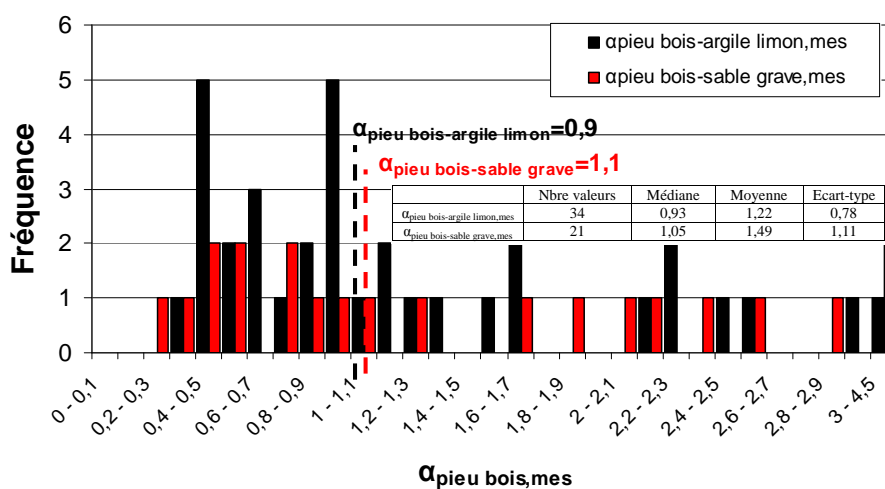


Figure V-40. Distributions statistiques du paramètre $\alpha_{\text{pieu bois, mes}}$ dans les argiles limons et les sables graves

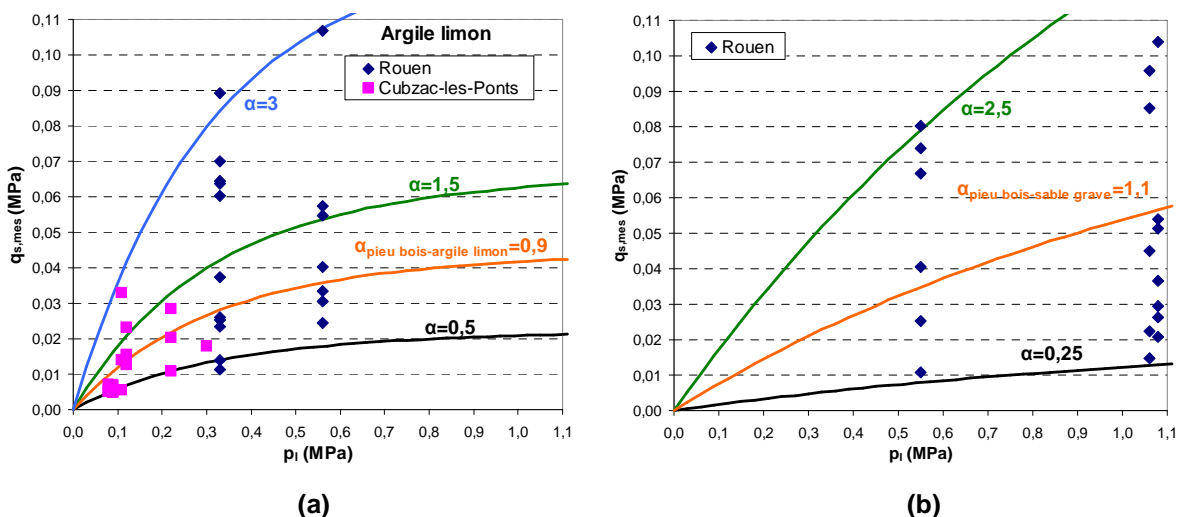


Figure V-41. Evolution du frottement latéral unitaire limite mesuré des pieux en bois dans les argiles limons (a) et les sables graves (b) en fonction de la pression limite

Les paramètres $\alpha_{\text{pieu bois, mes}}$ déterminés à partir des résultats d'essais varient entre 0,5 et 3 dans les argiles limons et entre 0,25 et 2,5 dans les sables graves (Figure V-41). Ils présentent une dispersion importante, les coefficients de variation étant respectivement égaux à 64 et 74 %. Les valeurs expérimentales moyennes des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois, mes}}$ dans les argiles limons et les sables graves sont 22 et 35 % plus élevées que celles proposées dans la méthode de dimensionnement des pieux en bois (Figure V-40).

A titre de comparaison, les paramètres $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ relatifs aux pieux battus acier fermés (norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012)) ont également été calés à partir de nuages de points dont la dispersion était plus ou moins importante (Figure V-42).

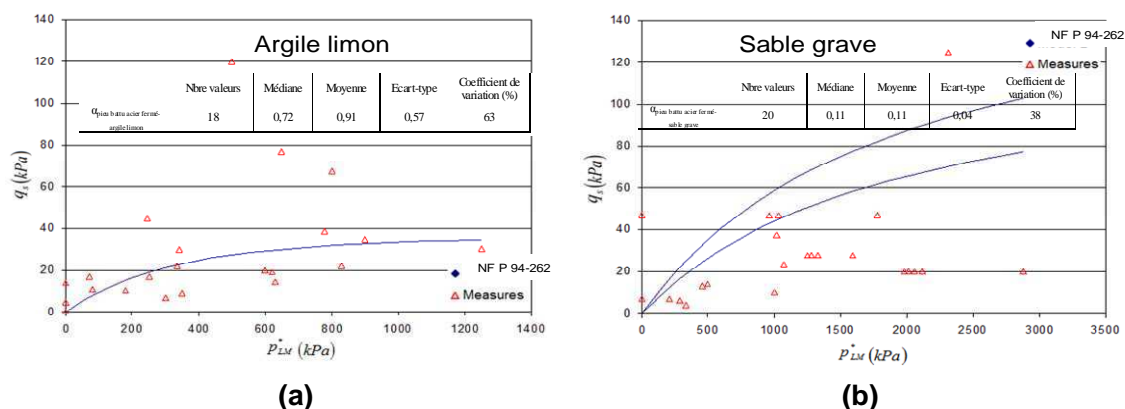


Figure V-42. Evolution du frottement latéral unitaire limite des pieux battus acier fermés dans les argiles limons (a) et les sables graves (b) en fonction de la pression limite (modifié d'après Burlon et al., 2013)

4.5.2.2 Plage de valeurs du facteur de portance k_p , pieu bois, mes

Les valeurs du coefficient de portance k_p , pieu bois, mes ont été évaluées, dans le Chapitre IV, § 2.6.4.8 et § 3.4.2.5, en divisant la résistance de pointe unitaire limite des pieux mesurée sur site par leur section transversale. Elles sont rappelées dans le Tableau IV-19.

Tableau V-27. Coefficient de portance des pieux k_p , pieu bois, mes – Rouen et Cubzac-les-Ponts

Pieux	k_p , pieu bois, Rouen, mes	k_p , pieu bois, Cubzac-les-Ponts, mes
Pieu n°1 - hêtre	1,25	
Pieu n°2 - hêtre	0,66	
Pieu n°3 - pin	2,60	
Pieu n°4 - pin	2,75	0,51
Pieu n°5 - chêne	2,01	0,80
Pieu n°8 - acacia	2,75	
Pieu n°9 - acacia	2,43	0,81
Méthode de dimensionnement française	k_p, pieu bois, argiles limons	1,35

Les facteurs de portance k_p , pieu bois, Rouen, mes déterminés à partir des résultats d'essais sont en moyenne 56 % plus élevés que le coefficient k_p , pieu bois, argiles limons proposé dans la méthode de dimensionnement française des pieux en bois.

A l'inverse, les facteurs de portance $k_{p, \text{pieu bois, Cubzac-les-Ponts, mes}}$ sont en moyenne 48 % plus faibles que le coefficient $k_{p, \text{pieu bois, argiles limons}}$.

Le facteur de portance expérimental moyen $k_{p, \text{pieu bois, mes}}$ mesuré dans les argiles limons de Rouen et de Cubzac-les-Ponts est égal à 1,65. Il est donc 20 % plus élevé que le coefficient $k_{p, \text{pieu bois, argiles limons}}$ établi dans le Chapitre V, § 4.3.2.

Ce paragraphe a permis de mettre en évidence que le modèle de calcul présenté dans cette étude et appliqué aux 10 essais de chargement réalisés à Rouen et à Cubzac-les-Ponts était conservateur.

Les valeurs des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois, mes}}$ et $k_{p, \text{pieu bois, mes}}$ dans les argiles limons et les sables graves diffèrent de celles établies le Chapitre V, § 4.3.1 et § 4.3.2.

En effet, la base de données d'essais de chargement de pieux en bois construite dans cette étude contient 106 résultats d'essais réalisés à Rouen et à Cubzac-les-Ponts, publiés dans la littérature et contenus dans la base de données d'essais de pieux américaine. Les valeurs des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ et $k_{p, \text{pieu bois}}$ proposées ont alors été établies à partir d'études statistiques portant sur un grand nombre d'essais.

A l'inverse, les paramètres $\alpha_{\text{pieu bois, mes}}$ et $k_{p, \text{pieu bois, mes}}$ ont été déterminés à partir de 10 essais effectués sur les deux plots expérimentaux. Le faible nombre d'essais pris en compte permet de justifier les différences observées entre les valeurs de ces paramètres et celles proposées dans le modèle de calcul.

5 Synthèse des résultats

Ce paragraphe présente une comparaison des différentes méthodes de dimensionnement des fondations profondes exposées dans ce chapitre, en partie 1 et 4.

Les distributions statiques des ratios entre les résistances calculées et mesurées des pieux en bois sont compilées sur les Figures V-43, V-44 et V-45.

Les écarts observés entre les résistances calculées et mesurées sont données dans le Tableau V-28.

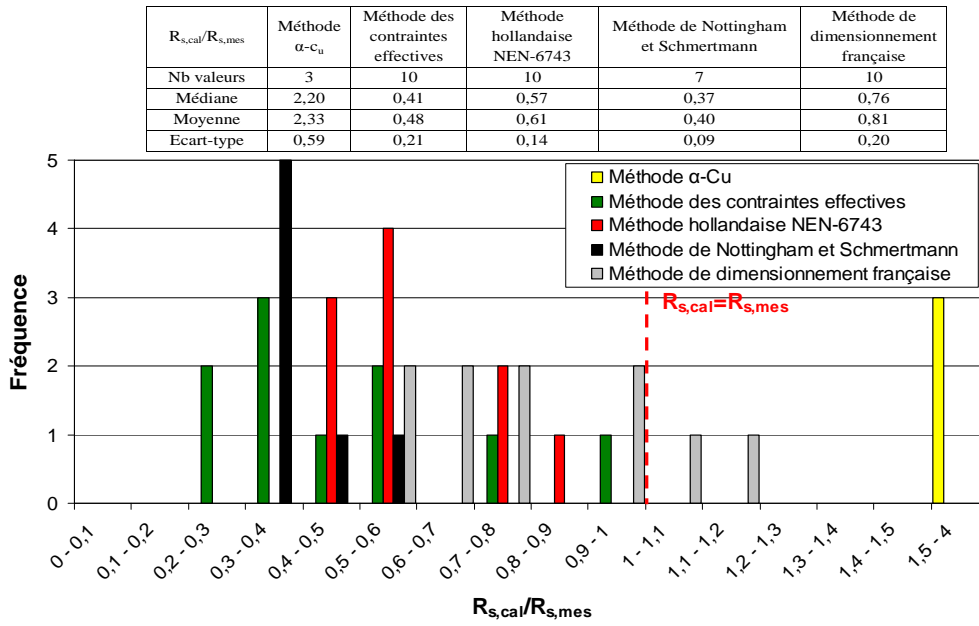


Figure V-43. Distributions des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$

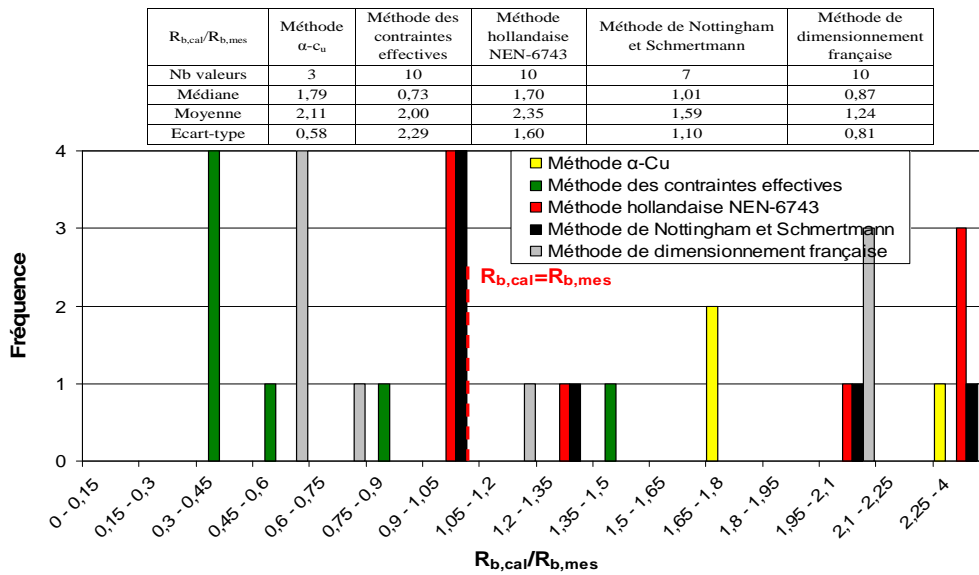


Figure V-44. Distributions des ratios $R_{b,cal}/R_{b,mes}$

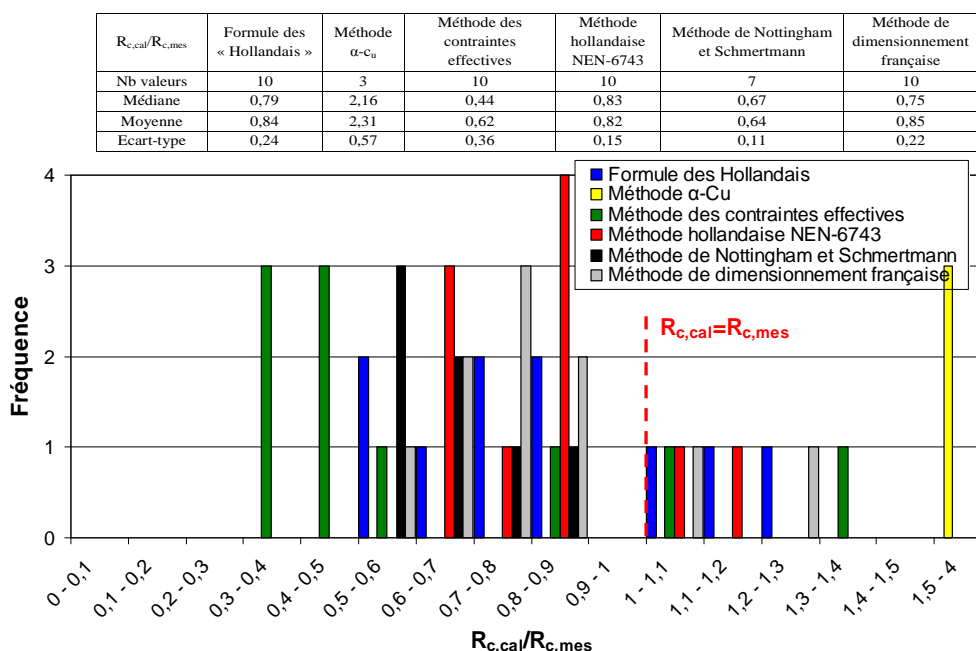


Figure V-45. Distributions des ratios $R_{c,cal}/R_{c,mes}$

Tableau V-28. Comparaison entre les résistances calculées et les résistances mesurées des pieux en bois

	$R_{s,cal}/R_{s,mes}$		$R_{b,cal}/R_{b,mes}$		$R_{c,cal}/R_{c,mes}$	
	Rouen	Cubzac	Rouen	Cubzac	Rouen	Cubzac
Formule des « Hollandais »					-15%	-25%
Méthode $\alpha-c_u$		+133%		+111%		+131%
Méthode des contraintes effectives	-63%	-26%	-35%	+415%	-59%	+9%
Méthode hollandaise NEN-67-43	-39%	-39%	+51%	+313%	-22%	-11%
Méthode de Nottingham et Schmertmann	-61%		+51%		-37%	
Méthode de dimensionnement française	-24%	+6%	-21%	+118%	-28%	+15%

L'analyse de la Figure V-43, de la Figure V-44, de la Figure V-45 et du Tableau V-28 met en évidence les tendances suivantes :

- On observe sur la Figure V-43 que l'ensemble des méthodes de dimensionnement, mis à part la méthode $\alpha-c_u$, sous-estime en moyenne d'un facteur 1,9 la résistance de frottement des pieux en bois. Ce facteur varie, selon les méthodes, entre 1,23 (modèle de calcul français) et 2,50 (méthode de Nottingham, (1975) et Schmertmann, (1978)). La méthode $\alpha-c_u$ la surestime d'un facteur 2,30 ;
- A l'inverse, la Figure V-44 montre que les méthodes de dimensionnement étudiées surestiment la résistance de pointe des pieux en bois d'un facteur 1,85 (on retrouve cette tendance dans le Tableau V-28) ;
- Enfin, la Figure V-45 présente les mêmes tendances que la Figure V-43 : seule la méthode $\alpha-c_u$ surestime la portance limite des pieux en bois d'un facteur 2,31, tandis que les autres méthodes la sous-estiment d'un facteur compris entre 1,17 (méthode de dimensionnement française) et 1,61 (méthode des contraintes effectives).

Nous cherchons également à comprendre si les tendances observées ci-dessus (sous-estimation ou surestimation de la portance limite des pieux) peuvent être généralisées aux autres types de pieux battus.

A cet effet, une comparaison des différentes méthodes de dimensionnement est réalisée en s'appuyant sur des articles publiés dans la littérature, dans lesquels les portances limites des pieux sont calculées à partir de ces méthodes. Cette étude s'appuie sur :

- 35 résultats d'essais de chargement de pieux en béton préfabriqué battus dans les argiles, dont les portances limites sont calculées avec la méthode α - c_u (Abu-Farsakh et Titi, 2007) ;
- 35 résultats d'essais de chargement de pieux en béton préfabriqué battus dans les argiles, dont les portances limites sont estimées avec la méthode des contraintes effectives (Abu-Farsakh et Titi, 2007 ; Viana da Fonseca et Santos, 2008) ;
- 11 résultats d'essais de chargement de pieux en acier et en béton battus dans les argiles et les sables, dont les portances limites sont évaluées avec la méthode détaillée dans la norme hollandaise NEN-67-43, (1991) (Fellenius et al., 2004 ; Viana da Fonseca et Santos, 2008) ;
- 136 résultats d'essais de chargement de pieux en acier et en béton battus dans les argiles et les sables, dont les portances limites sont calculées avec la méthode de Nottingham, (1975) et Schmertmann, (1978) (Abu-Farsakh et Titi, 2007 ; Viana da Fonseca et Santos, 2008 ; Fellenius et al., 2004 ; Eslami et Fellenius, 1997).

Les résultats sont compilés sur la Figure V-46 et la Figure V-47.

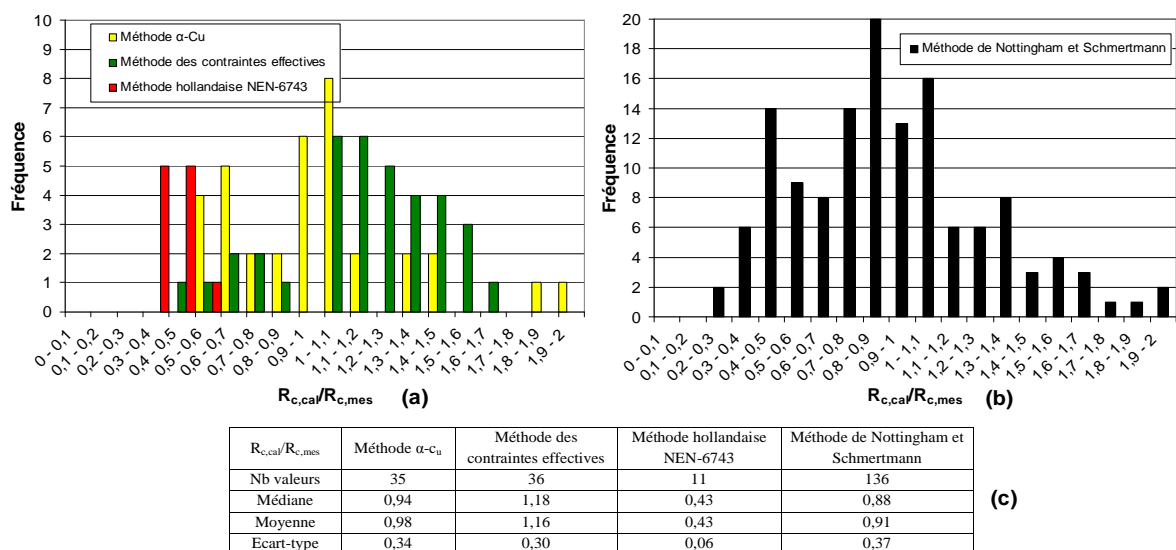


Figure V-46. Distribution des ratios « $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ » calculés à partir des différentes méthodes de dimensionnement

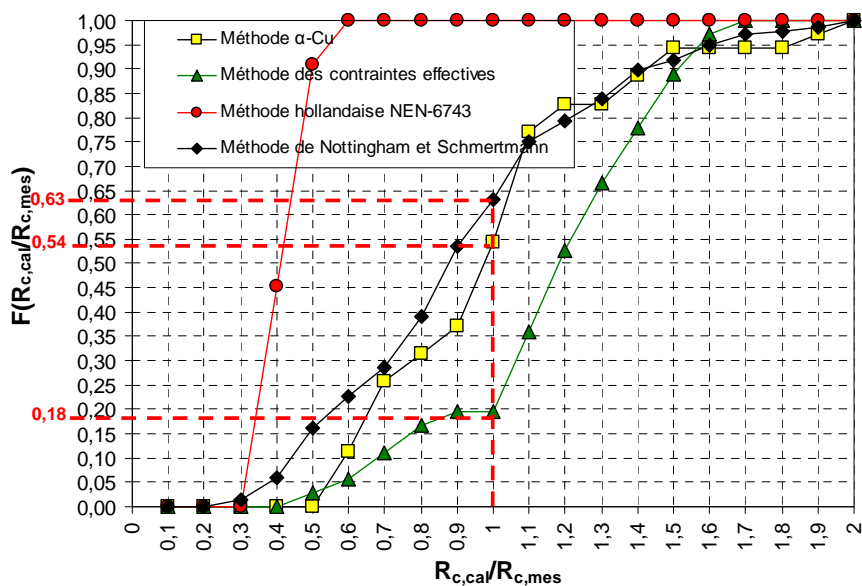


Figure V-47. Fonctions de répartition des ratios « $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ » calculés à partir des différentes méthodes de dimensionnement

La Figure V-46 et la Figure V-47 confirment ou infirment certaines tendances observées sur la Figure V-45 :

- La méthode de dimensionnement des pieux présentée dans la norme hollandaise [NEN-67-43, \(1991\)](#) sous-estime les portances limites des pieux en moyenne d'un facteur 2,3 (Figure V-46a). La totalité de la population des pieux présente un ratio « $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ » inférieur à 1 ;
- La méthode de [Nottingham, \(1975\)](#) et [Schmertmann, \(1978\)](#) sous-estime elle aussi les portances limites des pieux d'un facteur 1,1 (Figure V-46b). 63 % de la population des pieux présente un ratio « $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ » inférieur à 1 (Figure V-47) ;
- La méthode des contraintes effectives tend à surestimer les portances limites des pieux d'un facteur 1,15 (Figure V-46a et Figure V-46c). Cette tendance est donc contraire à celle observée sur la Figure V-45. Les portances limites calculées sont, pour seulement 18 % d'entre elles, inférieures aux portances limites mesurées (Figure V-47) ;
- Contrairement à ce que l'on peut observer sur la Figure V-45, la méthode de dimensionnement α - c_u ne surestime pas les portances limites des pieux. 54 % de la population des pieux étudiée présente un ratio « $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ » inférieur à 1 (Figure V-47). La moyenne des ratios « $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ » est égale à 0,98 et le coefficient de variation de cette distribution à 35 % (Figure V-46c).

Conclusion

La première partie de ce chapitre a présenté un état de l'art des méthodes de dimensionnement des pieux en bois en pratique aux Pays-Bas et aux Etats-Unis. Les formules de dimensionnement « dynamiques » (formules de battage) ont été détaillées, ainsi que deux formules utilisant des paramètres déterminés en laboratoire : la méthode α - c_u et la méthode des contraintes effectives. Enfin, celles utilisant les paramètres déterminés *in situ*, (résistance à la pénétration du cône q_c et nombre de coups N_{SPT}) ont également été présentées, ainsi que leur condition d'application en fonction de la nature du sol.

La seconde partie de ce chapitre a été consacrée au dimensionnement des pieux en bois battus sur les deux sites expérimentaux. La méthode α - c_u surestime les résistances locales et globales des pieux, tandis que la méthode des contraintes effectives les sous-estime.

Les plages de valeurs des facteurs α et β déterminées à partir des mesures réalisées sur les deux plots expérimentaux ont été comparées aux données publiées dans la littérature :

- Le facteur d'adhérence α_{mes} varie entre 0,3 et 0,8. La compilation des données expérimentales et publiées dans la littérature a permis d'établir une relation entre le facteur d'adhérence α et la résistance au cisaillement non drainée de l'argile c_u ;
- Les plages de valeurs du coefficient β_{mes} établies à partir des résultats obtenus sur les plots expérimentaux sont contenues dans la plage de valeurs établie dans le guide « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002). Les courtes longueurs des pieux en bois ont mis en évidence les limites d'application de cette méthode.

Enfin, les méthodes s'appuyant sur les résultats des sondages de pénétration statique au cône (norme hollandaise NEN-67-43, (1991) et méthode établie par Nottingham, (1975) et Schmertmann, (1978)) sous-estiment les portances limites des pieux en bois.

L'évolution des règles pressiométriques et des documents normatifs français au cours des 50 dernières années a fait l'objet de la troisième partie de ce chapitre. Les coefficients $\alpha_{pieu-sol}$ et k_p établis par Burlon et al., (2013) et repris dans la norme d'application nationale française relative aux fondation profondes NF P 94-262 (AFNOR, 2012) ont été présentés. La démarche mise en œuvre pour déterminer les coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$ (s'appuyant sur les anciennes règles établies dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993)) a également été détaillée.

Les pieux en bois ont été intégrés dans la classe 4 (regroupant également les pieux battus béton préfabriqué ou précontraint, enrobés, moulé et acier fermé) de la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) et constituent une 21^{ème} catégorie.

Une base de données d'essais de pieux en bois a été construite à partir des résultats d'essais de chargement effectués sur les deux plots expérimentaux et des données publiées à la fois dans la littérature et dans une base de données américaine d'essais de pieux.

L'utilisation de corrélations entre les paramètres c_u , N_{SPT} et p_l , la séparation des portances limites en un terme de pointe et de frottement, ainsi que l'exploitation de cette base de

données ont permis de proposer un modèle de calcul des pieux en bois s'appuyant sur les caractéristiques pressiométriques des terrains.

Les valeurs du paramètre adimensionnel $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, du facteur de portance $k_{p, \text{pieu bois}}$ et du modèle $\gamma_{R;d1}$ ont été calées à partir des études statistiques des ratios entre les résistances calculées et mesurées des pieux.

Enfin, les valeurs des coefficients $\gamma_{R;d2}$ et γ_t données dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) sont indépendantes de la technique de réalisation des pieux.

On propose donc de retenir, pour le dimensionnement d'un pieu en bois, les valeurs des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, $k_{p, \text{pieu bois}}$, $\gamma_{R;d1}$, $\gamma_{R;d2}$ et γ_t suivantes (Tableau V-29) :

Tableau V-29. Valeurs des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, $k_{p, \text{pieu bois}}$, $\gamma_{R;d1}$, $\gamma_{R;d2}$ et γ_t

$\alpha_{\text{pieu bois - argiles limons}}$	0,9	$\alpha_{\text{pieu bois - sables graves}}$	1,1
$k_{p, \text{pieu bois, argiles limons}}$	1,35	$k_{p, \text{pieu bois, sables graves}}$	3,1
$\gamma_{R;d1} = 1,25$; $\gamma_{R;d2} = 1,1$; $\gamma_t = 1,1$			

Conclusion générale et perspectives

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été consacrés, d'une part, à l'étude des méthodes de construction et d'inspection des fondations en bois des ouvrages, et d'autre part, à l'étude des propriétés de résistance d'interface et du comportement mécanique des pieux en bois dans le sol.

Présentation générale du matériau bois et des pilots

Le premier chapitre de ce mémoire a permis d'établir que la filière bois française était sous valorisée. Le bois présente de nombreux atouts environnementaux. Au cours de sa croissance, il limite les quantités de gaz à effet de serre émises dans l'atmosphère en absorbant le dioxyde de carbone. Ses propriétés mécaniques, son ouvrabilité et son caractère renouvelable justifient l'emploi de ce matériau dans de nombreux domaines de la construction.

L'abandon des pieux en bois dans les constructions des fondations des ouvrages d'art et des bâtiments remonte au milieu du 19^{ème} siècle. L'utilisation de nouvelles technologies de pieux, comme les pieux vissés, le développement de chaux hydrauliques assurant une meilleure prise du béton sous l'eau, ainsi que l'absence de « contexte normatif » français expliquent l'absence de cette technique dans la pratique actuelle.

Etat de l'art des méthodes de construction des fondations sur pieux bois et méthodologie d'analyse des ouvrages

Le deuxième chapitre de ce mémoire a été consacré à un état de l'art des méthodes de construction des fondations sur des pieux en bois. A partir du 18^{ème} siècle, suite à la rédaction de critères relatifs au choix du type de fondation en fonction de la profondeur du substratum et des difficultés de réalisation, de nombreux ponts et ouvrages ont été construits sur des pieux en bois. Les fondations profondes étaient principalement constituées de pieux en bois, solidarités à un grillage et à un platelage. L'emploi du béton dans les constructions au cours de l'époque industrielle a entraîné une diversification des méthodes de construction des fondations.

Ce travail a permis d'identifier une centaine de ponts routiers bâtis sur des pieux en bois entre le Moyen-Age et l'époque industrielle. La majeure partie est située dans les bassins versants des fleuves. 47 ouvrages identifiés dans cette étude sont actuellement en service. Les embâcles, les faits de guerre et les phénomènes d'érosion et d'affouillement des fondations ont entraîné la ruine de 27 ponts routiers.

Les désordres observés sur ces ouvrages sont principalement liés à l'action directe du cours d'eau et au phénomène d'affouillement localisé au droit des piles. Les méthodes de renforcement des fondations consistent en leur reprise en sous-œuvre par micropieux ou par injection.

Enfin, la méthodologie d'analyse des fondations en bois des ouvrages élaborée aux Pays-Bas en 2003 a été appliquée lors de l'inspection des fondations du viaduc ferroviaire des cent arches. Cette méthodologie a permis d'évaluer l'état de dégradation des pieux et du grillage situés sous une des piles. Les mesures de poinçonnement et l'analyse des prélèvements en

laboratoire ont montré que les pieux en bois n'étaient pas ou peu dégradés, mais que le grillage présentait un état de dégradation fongique avancé.

Caractérisation de l'interface sol-matériau par des essais de cisaillement réalisés en laboratoire

L'étude des propriétés de résistance d'interface entre le bois et le sol a été réalisée avec une campagne d'essais à la boîte de cisaillement direct. Le protocole expérimental et les résultats de ces essais ont été présentés dans le troisième chapitre de ce mémoire.

Les essais de cisaillement du limon à la boîte de cisaillement direct normalisée ont montré que l'augmentation de la teneur en eau du sol entraînait une diminution de ses propriétés de résistance interne.

Le comportement de l'interface entre trois types de matériaux (bois, mortier et acier) et le limon a été étudié en modifiant la boîte de cisaillement direct normalisée :

- L'effet de la rugosité des matériaux n'a pas été clairement mis en évidence dans cette étude car la taille des aspérités des matériaux était supérieure à celle des particules du limon. Les résultats des essais ont également montré que l'essence de bois n'avait pas d'influence significative sur les propriétés de résistance d'interface ;
- Les propriétés de résistance de l'interface entre les matériaux et le limon dépendent de la teneur en eau du sol. Pour une teneur en eau du sol inférieure à celle à l'Optimum de densité Proctor, l'influence bénéfique de la succion et de l'optimum de densité a permis de justifier l'augmentation de la résistance au cisaillement et de l'angle de frottement d'interface. La diminution des propriétés de résistance d'interface pour une teneur en eau du limon supérieure à celle à l'Optimum de densité Proctor a été expliquée par la formation d'une fine pellicule d'eau à l'interface.

Caractérisation du comportement mécanique des pieux en bois par des essais de chargement in situ

Le programme expérimental en laboratoire a été complété par des essais de chargement de pieux en bois battus sur deux plots expérimentaux, à Rouen et Cubzac-les-Ponts. Les pieux en hêtre, en pin, en chêne et en acacia ont été préalablement usinés en laboratoire et équipés d'un système d'instrumentation dans lequel a été introduit le chapelet d'extensomètres amovibles LPC sur site.

Les portances limites, la résistance de frottement et la résistance de pointe des pieux en bois ont été mesurées lors des essais de chargement. L'analyse des mesures a montré que les comportements mécaniques des pieux dans le sol étaient indépendants de l'essence.

Les tassements des pieux en bois mesurés sur site ont été comparés aux tassements calculés à partir des lois de comportement exponentielle, trilineaire et de la méthode hollandaise. Parmi l'ensemble des lois et la méthode de calcul étudiées, les lois de comportement exponentielle et trilineaire établies par [Frank et Zhao, \(1982\)](#) donnent une bonne estimation des tassements des pieux en bois chargés axialement.

Cette étude a également montré que la méthode de calcul hollandaise surestimait les tassements mesurés d'un facteur compris entre 1,8 et 3,5, mais sous-estimait les portances limites en moyenne d'un facteur 1,3.

Confrontation des méthodes de dimensionnement des pieux en bois aux résultats expérimentaux

Le dernier chapitre de ce mémoire a été consacré, d'une part, à l'étude des méthodes de dimensionnement des fondations profondes en pratique à l'étranger, et d'autre part, à la proposition d'une méthode de dimensionnement des pieux en bois à partir des caractéristiques pressiométriques des terrains. Les résistances des pieux calculées à partir de la formule de battage des « Hollandais », de la méthode α - c_u , de la méthode des contraintes effectives et des méthodes hollandaises détaillées dans la norme [NEN-67-43, \(1991\)](#) et établies par [Nottingham, \(1975\)](#) et [Schmertmann, \(1978\)](#) ont été comparés aux résultats des mesures obtenus sur les plots expérimentaux. La méthode α - c_u surestime les résistances locales et globales des pieux, tandis que la méthode des contraintes effectives et les deux méthodes hollandaises les sous-estiment.

Les mesures réalisées sur les plots expérimentaux ont été complétées par des résultats d'essais de chargement publiés dans la littérature et contenus dans une base de données d'essais de pieux américaine. Une base de données d'essais de pieux en bois a ainsi été construite. La démarche mise en œuvre pour établir des règles de calculs françaises présentées dans la norme NF P 94-262 ([AFNOR, 2012](#)) a été reprise et modifiée dans cette étude. Les études statiques portant sur les 106 essais de chargement des pieux en bois compilés ont permis de proposer des valeurs des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ et $k_{p,\text{pieu bois}}$ dans les argiles limons et les sables graves, ainsi que du coefficient de modèle $\gamma_{R,d1}$.

Perspectives

Les perspectives à donner à ce travail sont nombreuses dans la mesure où ce sujet bénéficiait, avant ce projet, d'une expertise scientifique et technique quasi-inexistante sur la scène nationale.

Les ouvrages présentés dans ce mémoire sont uniquement des ponts routiers. Cependant, la France possède de nombreux bâtiments et monuments historiques reposant sur des fondations en bois, ainsi qu'un patrimoine très riche d'ouvrages d'art ferroviaires construits également sur des pieux en bois. Les recherches menées dans le cadre de ce travail nécessiteraient donc d'être poursuivies afin de compléter le référentiel. Une base de données nationale regroupant l'ensemble des informations collectées sur chaque ouvrage pourrait être ainsi créée.

Il serait intéressant de mener d'autres inspections de fondations en bois d'ouvrages anciens afin d'évaluer leur état de dégradation et les conséquences directes sur la structure de l'ouvrage. La méthode de dimensionnement des pieux en bois proposée dans cette étude permet d'estimer, en fonction des descentes de charges, la capacité portante résiduelle des pieux en bois sous un ouvrage.

Les profils pressiométriques des essais de chargement contenus dans la base de données d'essais de pieux en bois ont été établis à partir de corrélations entre les paramètres c_u , N_{SPT} et p_l . Les incertitudes sur les résistances des pieux calculées sont inhérentes à l'utilisation de ces facteurs de corrélation.

Des essais de chargement complémentaires sur des pieux en bois instrumentés avec des extensomètres amovibles et corrélés aux profils pressiométriques des terrains pourraient être réalisés afin d'alimenter la base de données construite dans le cadre de ce travail et de comparer les valeurs des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, $k_{p,\text{pieu bois}}$ et $\gamma_{R;d1}$ déduites de ces essais à celles proposées dans cette étude.

Enfin, les pieux en bois pourraient être utilisés dans les méthodes de renforcement des sols compressibles. Ceci constitue également une perspective d'étude intéressante.

Références bibliographiques

Abu-Farsakh M.Y., Titi H.H., (2007), Probabilistic CPT Method for Estimating the Ultimate Capacity of Friction Piles, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 30, No. 5, pp. 1-12

AFNOR., (1992), DTU 13.2 - Fondations profondes pour le bâtiment, 75 p

Al-Mhaidib A.I., (2006), Influence of shearing rate on interfacial friction between sand and steel, *Engineering Journal of the University of Qatar*, 16 p

Almeida G., (2006), Influence de la structure du bois sur ses propriétés physico-mécaniques à des teneurs en humidité élevées, Thèse, Université Laval, Québec, 216 p

American Wood Preservers Institute, (2002), Timber Pile Design and Construction Manual, 145 p

Armstrong R.M., (1979), Structural properties of timber piles, ASTM special technical publication, No. 670, pp. 118-139

ASTM D 25, (1991), Standard Specification for Round Timber Piles, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA

ASTM D 2899, (1995), Standard Practice for Establishing Design Stresses for Round Timber Piles, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA

ASTM D 2555, (1998), Standard Test Method for Establishing Clear Wood Strength Values, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA

Baguelin F., Burlon S., Bustamante M., Frank R., Gianceselli L., Habert H., Legrand S., (2012), Justification de la portance des pieux avec la norme "Fondations Profondes" NF P 94-262 et le pressiomètre, *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG 2012*, pp. 577-584

Barbe C., Keller R., (1996), Les rayons ligneux et le matériau bois, *Revue Forestière Française*, Vol. 8, No. 1, pp. 63-68

Bellidor, (1765), La science des ingénieurs dans la conduite des travaux de fortification et d'architecture civile, dédiée au Roy, Ed. Pierre Gosse Junior, 642 p

Besserer A., Trouy M-C., (2013), Viduc des cent arches – Analyse des prélèvements – ENSTIB, Non publié, 8 p

Biarez J., Hicher P.Y., (1994), Elementary mechanics of soil behaviour, saturated remoulded soils, Balkema, Rotterdam, 207 p

Bjerrum L., Jonson W., Ostensfeld C., (1957), The Settlement of a Bridge Abutment on Friction Piles, Comptes rendus du 4ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Londres, Vol. 2, pp. 14-18

Blanchet R., Garneau R., Tavenas F., (1980), Behaviour of friction piles in soft sensitive clays, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, No. 2, pp. 203-224

Bond A.J., Jardine R.J., (1991), Effects of installing displacement piles in a high OCR clay, Géotechnique, Vol. 41, No. 3, pp. 341-363

Bowles J.E., (1999), Foundation Analysis and Design, 5th Ed., McGraw-Hill Book Company, 1164 p

Bravo E.L., Suarez M.H., Cueto O.G., Tijskens E., Ramon H., (2012), Determination of basic mechanical properties in a tropical clay soil as a function of dry bulk density and moisture, Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias, Vol. 21, No. 3, pp. 5-11

Buisson M., Chapon J., (1952), Essais de chargement statique des pieux de fondations. Comparaison avec les résultats de battage, Annales de l'Institut Techniques du Bâtiment et des Travaux Publics, 6^{ème} année, 3 p

Bullen F.R., (1958), Phenomena Connected with the Settlement Driven Piles, Geotechnique, Vol. 8, No. 3, pp. 121-133

Burlon S., Frank R., Baguelin F., Habert J., Legrand S., Bustamante M., Gianeselli L., (2013), Bearing capacity of piles from pressuremeter test results, an Eurocode 7 approach, non publié

Bustamante M., Doix B., (1991), A new model of LPC removable extensometer, Proceedings of the 4th International on Deep Foundation (DFI), pp. 475-480

Bustamante M., Gambin M.M., Gianeselli L., (2009), Pile Design at Failure Using the Menard Pressuremeter : an Up-Date, International Foundation Congress and Equipment, 8 p

Bustamante M., Gianeselli L., (1981), Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale ; Règles pressiométriques et pénétrométriques, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 113, pp. 83-108

Bustamante M., Gianeselli L., (2006), Règles de calcul de la portance des pieux aux ELU – Méthode pressiométrique, Congrès ELU-ELS, Droniuc, Magnan et Mestat (ed.), Ed. du LCPC

Bustamante M., Gianceselli L., Ledoux J-L., (1999), Appraisal of the foundations and underpinning of a Napoleonian masonry bridge, *Structural Studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings VI*, pp. 779-788

Çanakçı H, Çelik F., Güllü H., Yavuz H.E., (2011), Interface Friction between Organic Soil and Construction Materials, *International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering*, Epoka University, Albania, 6 p

Caquot A., Kerisel J., (1966), *Traité de mécanique des sols*, Ed. Gauthier-Villiers

Casagrande A., (1947), Classification and identification of soils, ASCE, paper 2351, pp. 901-922

Chaix J., (1890), *Traité des ponts, ponts en maçonnerie et tunnels*, Tome II, 843 p

Charron S., Jourez B., Marchal M., Hébert J., (2003), Etude comparative des caractéristiques physiques et mécaniques du bois des mélèzes d'Europe (*Larix decidua* Mill.), du Japon (*Larix Kaempferi* (Lambert) Carr.) et de leur hybride (*Larix x eurolips* Henry), *Journal of Biotechnology, Agronomy, Society and Environment*, Vol. 7, No. 1, pp. 5-16

Centre Technique du Bois et de l'Ameublement, (2007), *Bois massifs structuraux*, 5 p

Cherubini C., Vessia G., (2007), Reliability approach for the side resistance of piles by means of the total stress analysis (α Method), *Canadian Geotechnical Journal*, 44, pp. 1378-1390

Chui Y.H., (1991), Simultaneous evaluation of bending and shear moduli of wood and the influence of knots on these parameters, *Wood Sciences Technology*, Vol. 25, pp. 125-13

Clough G.W., Duncan J.M., (1971), Finite element analyses of retaining wall behavior, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97, No. 2, pp. 1657-1673

Cokca E., Erol O., Armangil F., (2004), Effects of compaction moisture content on the shear strength of an unsaturated clay, *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 22, pp. 285-297

Combarieu, O. (1988), Calcul d'une fondation mixte semelle-pieux sous charge verticale centrée, Note d'information technique, Publication du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 16 p

Combarieu O., (1996), L'essai pressiométrique et la charge portante en pointe des pieux, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, No. 203, pp. 61-73

Combarieu O., (1999), Estimation du frottement latéral sol-pieu à partir du pressiomètre et des caractéristiques de cisaillement, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 221, pp. 37-54

Croizette-Desnoyers P., (1885), Cours de construction des ponts, Vol. 1, Ed. Dunod, pp. 296-321

Darche O., (1986), Les ponts de Paris, Projet de Fin d'études, ENPC, pp. 1-15

Davidian Z., (1969), Pieux et fondations sur pieux, Ed. Eyrolles, pp. 15-32

De la Cruz Sanchez C.M., (2006), Mesure des constantes élastiques du bois d'épinette noire dans des conditions d'équilibre du séchage à basse température, Thèse, Université de Laval, Québec

Dean M., (2006), Timber Piles : A brief Overview, Pile Driver, pp. 12-20

Degrand E., Résal J., (1888), Ponts en maçonnerie, Encyclopédie des travaux publics, Vol. 2, Paris, 666 p

De Leeuw E., (1985), Foundations of Structures, The Netherlands Commemorative Volume, Comptes rendus du 11ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, San Francisco, pp. 130-134

Delage P., Cui Y.J., (2000), L'eau dans les sols non saturés, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, C301, pp. 1-20

Dennis N.D., Olson R.E., (1983), Axial capacity of steel pipe piles in clay, Proceedings of Geotechnical Practice in Offshore Engineering, Austin, Texas, pp. 370-388

Dewar J., Watson M., (2007), Development of UK Grown Timber for Industrial Applications, BRE, 17 p

DFP-Foundation-Product., (1993), Timber Piles points, 2 p

Dinckal C., (2011), Analysis of Elastic Anisotropy of Wood Material for Engineering Applications, Journal of Innovative Research in Engineering and Science, Vol. 2, No. 2, pp. 67-80

Dinh A-T., (2011), Comportement élastique linéaire et non linéaire du bois en relation avec sa structure, Thèse, AgroParisTech, Nancy, 162 p

Dinwoodie J.M., (2004), Timber : Its nature and behaviour, BRE, Ed. Taylor and Francis e-Library, Second Edition, 270 p

Dumont A, (2010), Que nous apprennent les vestiges des (très) vieux ponts de Loire ? Géosciences, No. 12, pp. 34-41

Dumont A., (2011), Comment Rome a franchi les rivières ? Gués, ponts en bois et ponts mixtes, Bibracte, No. 21, pp. 49-60

Dupraz P-A., Mooser M., Pflug D., (2009), Dimensionnement des structures en bois – aide au calcul basé sur la SIA 265 « Construction en bois », Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 245 p

Eide O., Hutchinson J.N., Landva A., (1961), Short and long-term test loading of a friction pile in clay, Comptes rendus du 5ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Paris, Vol. 2, pp. 45-53

El Naggar M.H., Wei J.Q., (1999), Axial capacity of tapered piles established from model tests, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, pp 1185-1194

Eslami A., Fellenius B.H., (1995), Toe bearing capacity of piles from cone penetration test (CPT) data, International Symposium on Cone Penetrometer Testing, Linköping, Sweden, 8 p

Eslami A., Fellenius B.H., (1997), Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, No. 6, pp. 886-904

Evarts H.J., Luger H.J., (1997), Dutch national codes for pile design, Design of Axially Loaded Piles – European Practice, Balkema, Rotterdam, pp. 243-265

Fellenius B., (1955), Results of Tests on Piles at Gothenburg Railway Station, Geotechnical Department Swedish State Railways, No 5., 54 p

Fellenius B.H., (1991), Chapter 13 - Pile Foundations, Foundation Engineering Handbook, Second Ed., H.S. Fang, Editor, van Nostrand Reinhold Publisher, New York

Fellenius B.H., Hussein M., Mayne P., McGillivray R.T., (2004), Murphy's Law and the Pile Prediction Event at the 2002 ASCE Geoinstitutes's Deep Foundations Conference, Deep Foundations Institute Meeting on Current Practice and Future Trends in Deep Foundations, Vancouver, pp. 29-43

Ferber V., (2005), Sensibilité des sols fins compactés à l'humidification – apport d'un modèle de microstructure, Thèse, Université de Nantes, 292 p

Flaate K., Selnes P., (1977), Side Friction of Piles in Clay, Comptes rendus du 9ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Tokyo, Vol. 1, pp. 517-522

Forest Products Laboratory, (2010), Wood handbook—Wood as an engineering material, General Technical Report FPL-GTR-190, Madison, Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 508 p

FCBA - Forêt Cellulose Bois Construction Ameublement, (2011), Perspectives de valorisation de la ressource de bois d'œuvre feuillus en France, 83 p

Francis R., (1997), Etude du comportement mécanique de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe, Thèse, Ecole Nationale des ponts et Chaussées, 434 p

Frank R., Zhao S.-R., (1982), Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 119, pp. 17-24

Frank R., (2003), Fondations profondes, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, C248, pp. 1-46

Frank R., (2010), Présentation générale de l'Eurocode 7, 2nd International Conference on Geotechnical Engineering, Hammamet (Tunisie), pp. 1-16

Gayarre F.L, Gonzalez-Nicieza C., Alvarez-Fernandez M.I., Alvarez-Vigil A.E., (2009), Forensic analysis of a pile foundation failure, Engineering Failure Analysis, Vol. 17, pp. 486-497

Gireesha N.T., Muthukkumaran K., (2011), Study on soil structure interface strength property, International Journal of Earth Sciences and Engineering, Vol. 4, No. 6, pp. 89-93

Gitau A.N., Gumbe L.O., Biamah E.K., (2005), Influence of soil water on stress-strain behaviour of a compacting soil in semi-arid Kenya, Soil & Tillage Research, No. 89, pp.144-154

Gomez J.E., Filz G.M., Ebeling R.M., (1999), Development of an Improved Numerical Model for Concrete-to-Soil Interfaces in Soil-Structure Interaction Analyses, Technical Report 1, US Army Corps of Engineers, 154 p

Gounon J., (1981), Archives et réalités, Colloque international sur la gestion des ouvrages d'art – Surveillance, entretiens et réparations des ponts routiers et ferroviaires, Vol. 2, pp. 649-657

Graham P.E, James S., (1996), Design of Timber Foundation Piling for Highway Bridges and Other Structures, National conference on wood transportation structures, pp. 301-312

Grattasat G., (1980), Causes et enseignements de l'effondrement partiel du pont Wilson, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 109, pp. 57-68

Guitard D., (1987), Mécanique du matériau bois et composites, Ed. Cépaduès, Toulouse, 238 p

Guyon M., (2000), Les fondations des ponts en France, Sabots métalliques des pieux de fondation, de l'Antiquité à l'époque moderne, Ed. monique Mergoïl, 253 p

Habib P., (1953), La résistance au cisaillement des sols, Annales de l'Institut Techniques du Bâtiment et des Travaux Publics, 6^{ème} année, No. 61, 7 p

Harsono S.S., (2011), Tillage implement effects on wet sticky soil, Research Journal of Agricultural Science, Vol. 43, No. 4, pp. 86-94

Hossain M.K., Briaud J.L., (1993), Improved soil characteristics for pipe piles in sand in API RP-2A, Proceedings 25th Offshore Technology Conference, Houston, OTC 7193, pp. 637-654

Hossain A., Yin J.H., (2012), Influence of Grouting Pressure on the Behavior of an Unsaturated Soil-Cement Interface, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 138, No. 2, 10 p

Hussein M., Rausche F., (1991), Determination of driving induced pile damage, Fondations profondes, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 455-462

Institut National de l'Information Géographique et Forestière, (2012), La forêt en chiffres et en cartes, 32 p

Janbu N., (1952), Une analyse énergétique du battage des pieux à l'aide de paramètres sans dimension, Annales de l'Institut Techniques du Bâtiment et des Travaux Publics, 6^{ème} année, No. 63-64, pp. 352-360

Jezequel J., Goulet G., (1965), Essais « in situ » et fondations sur pieux, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 12, 16 p

Katzenbach R., Ramm H., (2006), Reuse of historical foundations, Reuse of Foundations for Urban Sites : proceedings of International Conference, Watford, UK, pp. 395-403

Kerisel J., (1965), Vertical and horizontal bearing capacity of deep foundation in clay, Proceeding of Symposium on Bearing Capacity of Settlement of Foundations, Duke University, Durham, pp. 45-52

Khokhar A.M., (2011), The evaluation of shear properties of timber beams using torsion test method, Thèse, Université d'Edimbourg, 178 p

Kishida H., Uesugi M., (1987), Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus, *Geotechnique*, Vol. 37, No. 1, pp. 45-52

Kollmann F., Côté W., (1968), Principles of wood science and technology, Vol. 1, Solid wood. Ed. Springer-Verlag, New York

Kooistra, A., Verhoef P.N.W, Broere W., Ngan-Tillard D., Van Tol A.F., (1998), Appraisal of stickiness of natural clays from laboratory tests, *Engineering Geology and Infrastructure*, pp. 101-113

Kruta V., (2000), Les Celtes. Histoire et dictionnaire, des origines à la romanisation et au christianisme, Paris, Ed. Laffont, Coll. « Bouquins », 1005 p

Kulhawy F.H., (1983), Transmission Line Structure Foundations for Uplift Compression Loading, Report EL 2870, Electric Power Research Institute Palo Alto

Lambert S., Nicot F., (2010), Géomécanique des instabilités rocheuses, du déclenchement à l'ouvrage, Ed. Lavoisier, 431 p

Le Runigo B., (2008), Durabilité d'un limon traité à la chaux et soumis à différentes sollicitations hydrauliques : étude des comportements physico-chimique, hydraulique, microstructural et mécanique, Thèse, Université Paris-Est

Le Tirant P., (1992), Offshore Design Pile, Ed. Techniq, 291 p

Lemos L.J.L., Vaughan P.R., (2000), Clay-interface shear resistance, *Geotechnique*, Vol. 50, No. 1, pp. 55-64

Leonards G. A., (1968), Les fondations, Ed. Dunod, pp. 774-777

Levillain J-P., (1980), Fondations courantes des ouvrages d'Art Anciens, Fondaconcept, 54 p

Liu J., Xiao H.B., Tang J., Li Q.S., (2004), Analysis of load-transfert of a single pile in layered soil, *Computers and Geotechnics*, 31, pp. 127-135

Maillard J-C., (2006), Les fondations sur pilots de bois des ponts d'Emiland Gauthey en Bresse Bourgogne, 119 p

Mansur C.I., Hunter A.H., (1970), Pile tests – Arkansas river project, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 96, No. 5, pp. 1545-1604

Manuwa I., (2012), Effect of Moisture Content on Rubber, Steel and Tetrafluoroethylene Materials Sliding on Textured Soils, Canadian Center of Science and Education, Vol. 6, No. 4, pp. 117-121

Matsui T., San K.-C., (1989), An elastoplastic joint element with its application to reinforced slope cutting, Soils and Foundations, Vol. 29, No. 3, pp. 95-104

Mayne P.W., Kulhawy F.H., (1982), K₀-OCR relationship in soil, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 108, No. 6, pp.851-872

Meaden M., Williams J., Simm J., Allègre P., Igigabel M., (2012), Les essences de bois alternatives pour la construction maritime et fluviale, Programme de Recherche et Développement sur les Risques d'Inondation et d'Érosion Côtière, 25 p

Ménard L., (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, Sols-Soils, No. 5, pp. 9-32

Mesqui J., (1986), Le pont en France avant le temps des ingénieurs, Ed. Picard, 303 p

Meyerhof G.G, (1976), Bearing capacity and settlement of pile foundations, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. 3, pp. 197-228

Miller G.A., Hamid T.B., (2006), Interface Direct Shear Testing of Unsaturated Soil, Geotechnical Testing Journal, Vol. 30, No. 3, 10 p

Ministère de l'Équipement., (1972), FOND 72 - Fondations courantes d'ouvrages d'art, LCPC-SETRA

Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports., (1993), Fascicule 62 Titre V- Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG, Texte officiel, No. 93-3, 182 p

Ministère des Transports, Direction Générale des Transports Intérieurs, (1980), Fondations de ponts en site aquatique en état précaire, Guide pour la surveillance et le confortement, 167 p

Moutee M., (2006), Modélisation du comportement mécanique du bois au cours du séchage, Thèse, Université de Laval, Québec

Muñoz-Castelblanco J., (2011), Comportement hydromécanique d'un loess naturel non-saturé, Thèse, Université Paris-Est, 224 p

Nanninga N., (1953), The problem of pile driving, Comptes rendus du 3ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Suisse, Vol. 2, pp 71-74

Natterer J., Sandoz J-L., Rey M., (2004), Construction en bois – Matériau, technologie et dimensionnement, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 2^{ème} Edition, Vol. 13, 541 p

Navi P., Heger F., (2005), Comportement thermo-hydomécanique du bois – Applications technologiques et dans les structures, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 1^{ère} Edition, 298 p

NEN-67-43., (1991), Calculation method for bearing capacity of pile foundation - Compression pile, Dutch Standardization Institute, 1rst Ed., 30 p

Nguyen Pham P.T., (2008), Etude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels, Thèse, Ecole Nationale des ponts et Chaussées, 226 p

Nordlund R.L., (1963), Bearing capacity of piles in cohesionless soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, No. 3, pp. 1-35

Norme NF B 51-004, (1985), AFNOR, Bois - Détermination de l'humidité, 3 p

Norme EN ISO 22476-1., (2012), Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 1: Essais de pénétration au cône électrique et au piézocône

Norme NF EN 338, (2009), AFNOR, Bois de structure - Classes de résistance, 14 p

Norme NF EN 335-2, (2007), AFNOR, Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois, partie 2 : application au bois massif, 16 p

Norme NF EN 350-2, (1994), AFNOR, Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Durabilité naturelle du bois massif - Partie 2 : guide de la durabilité naturelle du bois et de l'imprégnabilité d'essences de bois choisies pour leur importance en Europe, 42 p

Norme NF P 11-300, (1992), AFNOR, Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières

Norme NF P 94-051, (1993), AFNOR, Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau

Norme NF P 94-057, (1992), AFNOR, Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation

Norme NF P 94-071-1, (1994), AFNOR, Sols : reconnaissance et essais - Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - Partie 1 : cisaillement direct

Norme NF P 94-093, (1999), AFNOR, Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor normal. Essai Proctor modifié

Norme NF P 94-150-1, (1999), AFNOR, Essai statique de pieu isolé sous un effort axial, 30 p

Norme NF P 94-262, (2012), AFNOR, Justifications des fondations profondes, 205 p

Norme XP P 94-041, (1995), AFNOR, Sols : reconnaissance et essais - Identification granulométrique - Méthode de tamisage par voie humide

Norme XP P 94-090, (1997), AFNOR, Sols : reconnaissance et essais - Essai œdométrique - Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers

Nottingham L.C., (1975), Use of quasi-static friction cone penetrometer to predict load capacity of displacement piles, Ph.D. Dissertation to the Department of Civil Engineering, University of Florida

Olsson A., Källsner B., (2012), Evaluation of shear modulus of structural timber utilizing dynamic excitation and FE analysis, Internantional Council for Research and Innovation in Building and Construction, Working Commission W18 – Timber Structures, 13 p

Paik K., Lee J., Kim D., (2009), Axial response and bearing capacity of tapered piles in sandy soil, Geotechnical Testing Journal, Vol. 34, No. 2, pp. 1-9

Paikowsky S.G., Player C.M., Connors P.J., (1995), A Dual Interface Apparatus for Testing Unrestricted Friction of Soil Along Solid Surfaces, Geotechnical Testing Journal, Vol. 18, No. 2, pp. 168-193

Peck R.B., (1958), A study of the comparative behaviour of friction piles, Highway Research Board, Special Report 36, 76 p

Potyondy J.G., (1961), Skin friction between various soils and construction materials, Geotechnique, Vol. 11, No. 4, pp. 339-353

Raboudi L., El Ouni M.R., (1993), Résistance au cisaillement à l'interface entre un sol cohérent et des micropieux en bois, Les Annales Maghrébines de l'Ingénieur, Vol. 7, No. 2, pp. 91-106

Randolph M.F., (2003), Science and empirism in pile foundation design, Géotechnique, Vol. 53, No. 10, pp. 847-875

Randolph M.F., Jewell R.J., (1989), Load transfert model for piles in calcareous soil, Comptes rendus du 12ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 479-484

Randolph M.F., Murphy B.S., (1985), Shaft capacity of driven piles in clay, Proceedings of the 17th Offshore Technology Conference, Houston, Vol. 1, pp. 371-378

Reddy E.S.B, O'Reilly M., (1998), Modified T-Z model – a software for tension piles, Computers and Structures, 68, pp. 613-625

Reiffsteck P., (2009), Cours Fondations des ouvrages, 80 p

Reiffsteck P., (2011), Facteur d'influence des paramètres de forage, Comptes rendus du 15^{ème} Congrès Européen de Mécanique des Sols et de Géotechnique, Athènes, Vol. 1, pp. 67-73

Reiffsteck P., Lossy D., Benoît J., (2012), Techniques de Forage et Sondage, LCPC Editeurs, 532 p

Reynolds T., Bates P., (2009), The potential for timber piling in the UK, Ground Engineering, pp. 31-34

Robertson P.K., (1990), Soil classification using the cone penetration test, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 1, pp. 151-158

Rodin S., Tomlinson M.J. (1953), Recherches sur le frottement latéral des pieux forés et battus dans l'argile, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6^{ème} année, No. 63-64, pp. 343-351

Rouaiguia A., (2010), Residual shear strength of clay-structure interface, International Journal of Civil and Environmental Engineering IJCEE-IJENS, Vol. 10, n°3, pp. 6-18

Schlosser F., (1972), La terre armée – Recherches et réalisations, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 62, pp. 79-92

Schlosser F., Guilloux A., (1981), Le frottement dans le renforcement des sols, Revue française de Géotechnique, No. 16, pp. 65-78

Schmertmann J.H., (1978), Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design, Department of Transportation, Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-TS-78-209

Shakir R.R., Zhu J., (2009), Behavior of compacted clay-concrete interface, Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China, Vol. 3, No. 1, pp. 85-92

Sharman F.A., Halcrow W., (1961), The anticipated and observed penetration resistance of some friction piles entirely in clay, Comptes rendus du 5^{ème} Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Paris, Vol. 2, pp. 135-141

Skempton A. W., Northey R. P., (1952), The Sensitivity of Clays, *Geotechnique*, Vol. 3, No. 1, pp. 40-51

Spencer N., (2009), *Koppers Timber Piling Guide*, Koppers, 80 p

Stichting_Platform_Fundering_Nederland., (2007), *Funderingsherstelmethoden*, 15 p

Stichting_Platform_Fundering_Nederland, (2005), *Paalrot door lekke drainerende riolen*, 5 p

Sun D.A., Matsuoka H., Morichi., K., Tanaka Y., Yamamoto H., (2003), Frictional behavior between clay and steel by direct shear type apparatus, *Deformation Characteristics of Geomaterials*, Ed. Di Benedetto et al., Swets and Zeitlinger, Lisse

Tan W. H., Lee C. Y., Sivadas T., (2008), Behaviour of clay-steel interfaces, *ICCBT-E*, Vol. 2, pp. 11-20.

Tavenas F.A., (1971), Load Tests Results on Friction piles in Sand, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 8, No. 1, pp. 7-22

Terzaghi K., (1916), *Procédés généraux de construction*, Comité National Turc de la Mécanique des Sols et des Fondations, pp. 152-163

Tominaga K., Chen Q., Tamura M., Wakai A., (2007), Filed Press-in Test of Tapered Pipe and Timber Piles, *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, Vol. 6, No. 2, pp. 339-345

Tomlinson M.J., (1969), *Foundation design and construction*, Ed. Pitman

Tomlinson M.J., (1994) *Pile Design and Construction Practice*, Fourth Ed., Pitman Advanced Publishing Program, 587 p

Tomlinson M.J., Wimpey G., (1957), The adhesion of piles driven in clay soils, *Comptes rendus du 5ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Paris, Vol. 2, pp. 66-71

Uesugi M., Kishida H., (1986), Influential factors of friction between steel and dry sands, *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 2, pp. 33-46

Unterreiner P., (1994), *Contribution à l'étude et à la modélisation numérique des sols cloués : application au calcul en déformation des ouvrages de soutènement*, Thèse, Ecole Nationale des ponts et Chaussées, 1012 p

Van Impe W.F., (2004), *Two decades of full scale research on screw piles*

Vanapalli S.K., Fredlund D.G., Pufahl D.E., Clifton A.W., (1996), Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction, *Canadian Geotechnical Journal*, 33, pp. 379-392

Verbrugge J.C., (1981), Évaluation du tassement des pieux à partir de l'essai de pénétration statique, *Revue Française de Géotechnique*, No. 15, pp. 75-82

Viana da Fonseca A., Santos J.A., (2008), Behaviour of bored, CFA and driven piles in residual soil, *International Prediction Event*, 670 p

Vijayvergiya V.N., (1977), Load-movement characteristics of piles, 4th Annual Symposium, Ports'77 (ASCE), Long Beach, pp. 269-284

Wang Z., Xie X., Wang J., (2012), A new nonlinear method for vertical settlement prediction of a single pile and pile groups in layered soils, *Computers and Geotechnics*, No. 45, pp. 118-126

Waschkowski E., (1979), Note technique sur le confortement du pont sur la Loire, Ministère de l'Environnement et du Cadre de Vie, Laboratoire Régional de Blois, 20p.

Woodward R., Boitano J., (1961), Pile loading tests in stiff clays, *Comptes rendus du 5ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Paris, Vol. 2, pp. 177-189

Wu H-M., Shu Y.-M., Zhu J.-G., (2011), Implementation and verification of interface constitutive model in FLAC, *Water Science and Engineering*, Vol. 4, No. 3, pp. 305-316

Yttrup P.J., Cameron D.A., Stuart D.L., (1989), Small diameter piling system used in Australia, *Piling and Deep Foundations*, Vol. 1, pp. 155-162

Zhang Q., Zhang Z., He J., (2010), A simplified approach for settlement analysis of single pile and pile groups considering interaction between identical piles in multilayered soils, *Computers and Geotechnics* No. 37, pp. 969-976

Zhou G.-Q., Xia H.-C., Zhao G.-S., Zhou J., (2007), Nonlinear Elastic Constitutive Model of Soil-Structure Interfaces Under Relatively High Normal Stress, *Journal of China University of Mining and Technology*, Vol. 17, No. 3, pp. 301-305

Zimnik A.R., Van Baalen L.R., Peter N.W. Verhoef P., Ngan-Tillard D., (1999), The adherence of clay to steel surfaces, *Memoirs of the Centre of Engineering Geology in the Netherlands*, No. 187

- [1] : MAAF, <http://agriculture.gouv.fr/panorama>, consulté en avril 2013
- [2] : INRA, <http://www.lille.inra.fr>, consulté en avril 2013
- [3] : ONF, <http://www.onf.fr>, consulté en avril 2013
- [4] : FAO, <http://www.fao.org>, consulté en avril 2013
- [5] : MOBOA, <http://www.moboa.fr/les-bois-de-structure.htm>, consulté en avril 2013
- [6] : MEDDEE, <http://www.developpement-durable.gouv.fr/Bois,13394.html>, consulté en avril 2013
- [7] : ADEME, <http://www.basecarbone.fr>, consulté en avril 2013
- [8] : GULF COAST PILING, <http://www.gulfcoastpiling.com/wood-pilings.htm>, consulté en avril 2013
- [9] : AU PAYS DE L'OURS, <http://locovac-luchon-cure-ski.over-blog.com/article-l-ecole-d-autrefois-souvenez-vous-64392512.html>, consulté en avril 2013
- [10] : CIRAD, <http://www.cirad.fr/en>, consulté en mai 2013
- [11] : MINISTERE DE LA CULTURE, <http://www.culture.gouv.fr/culture/arcnat/chalain/fr/index2.html>, consulté en mai 2013
- [12] : <http://www.art-et-histoire.com/>, consulté en mai 2013
- [13] : THE ENGINEERING TOOLBOX, http://www.engineeringtoolbox.com/surface-roughness-ventilation-ducts-d_209.html, consulté en avril 2013

Liste des articles – base de données d'essais de pieux en bois

Articles présentant les résultats d'essais de chargement corrélés à la résistance de pénétration au carottier N_{SPR}

Clark J.I., Meyerhof G.G., (1972), The Behavior of Piles Driven in Clay – Investigation of the Bearing Capacity Using Total and Effective Strength Parameters, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 10, No. 1, pp. 86-102

Ervin M.C., Pells P.J.N, (1985), Performance of timberpiles in interbedded sand and clays, Comptes rendus du 11ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, San Francisco, Vol. 3, pp. 1377-1380

Matich M.A., Stermac A.G., (1970), Settlement Performance of the Burlington Bay Skyway, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 8, pp. 252-271

Selby K.G., Devata M.S., Payer P., Dundas D., (1989), Ultimate capacities determined by load test and predicted by the pile analyser, Comptes rendus du 12ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 1179-1182

Stermac A.G., Selby K.G., Devata M., (1969), Behaviour of various types of piles in a stiff clay, Comptes rendus du 7ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Mexico, Vol. 2, pp. 239-245

United States Department of the Interior., (1968), Pile supported Structures in Lake Deposits, Research Report No. 11, 40 p

Articles présentant les résultats d'essais de chargement corrélés à la résistance au cisaillement non drainée c_u :

Adib M.E., (2001), Load tests on prestressed precast concrete and timber piles, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 12, pp. 1043-1050

American Railway Engineering Association., (1951), Steel and timber pile tests : West Atchafalaya floodway - New Orleans, Texas and Mexico Railway, 202 p

Bergdahl U., Hult G., (1981), Load Tests on Friction Piles in Clay, Comptes rendus du 10ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Stockholm, Vol. 2, pp. 625-630

Blanchet R., Garneau R., Tavenas F., (1980), Behaviour of friction piles in soft sensitive clays, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, No. 2, pp. 203-224

Eide O., Hutchinson J.N., Landva A., (1961), Short and long-term test loading of a friction pile in clay, Comptes rendus du 5ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Paris, Vol. 2, pp. 45-53

Fellenius B., (1955), Results of Tests on Piles at Gothenburg Railway Station, Geotechnical Department Swedish State Railways, No. 5, 54p.

Flaate K., (1972), Effects of pile driving in clays, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, No. 1, pp. 81-88

Hegazy Y.A., Cushing A.G., Lewis C.J., (2004), Driven pile capacity in clay and drilled shaft capacity in rock from field load tests, Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, 8 p

Lo K.Y., Stermac A.G., (1964), Some pile loading tests in stiff clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 2, pp. 63-80

Mayne P.W., Kulhawy F.H., (1982), K₀-OCR relationship in soil, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 108, No. 6, pp. 851-872

Peck R.B., (1958), A study of the comparative behaviour of friction piles, Highway Research Board, Special Report 36, 76 p

Sharman F.A., Halcrow W., (1961), The anticipated and observed penetration resistance of some friction piles entirely in clay, Comptes rendus du 5ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Paris, Vol. 2, pp. 135-141

Annexes

Annexe A : Caractéristiques des fondations en bois des ponts routiers

Tableau 1. Caractéristiques des ponts datés de l'époque romaine

Numéro du site	Nom	Ville	Cours d'eau franchit	Datation	Caractéristiques
1	Pont de Saint-Martin-de-la-Place	Saint-Martin-de-la-Place	Loire	30-40 ap JC (datation dendrochronologique)	
2	Pont de Candes-Saint-Martin	Candes-Saint-Martin	Loire	14 av JC (datation dendrochronologique)	Pont à travées simples. Conservation de l'aubier sur les pieux.
3	Pont de Fondettes	Fondettes	Loire	Fin 1 ^{er} siècle - Début 2 ^{ème} siècle ap JC (datation dendrochronologique)	Piles probablement constituées de caissons en madriers de bois horizontaux assemblés et maintenus en place par des pieux verticaux. Mise en place de pierres non taillées entre les têtes des pieux.
4	Pont de Tours, île Saint-Jacques	Tours	Loire	Vers 80 ap JC De 114 à 120 ap JC (datation dendrochronologique)	Piles reposant sur 3 rangées de pieux en amont et en aval.
5	Pont de Tours, île Aucard	Tours	Loire	335-540 ap JC	
6	Pont de Blois	Blois	Loire	145 ap JC (datation dendrochronologique)	
7	Pont de Boulleret/Cosne-Cours-sur-Loire	Boulleret/Cosne-Cours-sur-Loire	Loire	1 av JC - 33 ap JC 60 - 72 ap JC 154 - 175 ap JC (datation dendrochronologique)	Piles reposant sur 3 rangées de pieux en amont et en aval.
8	Pont de bois de Saint-Satur	Saint-Satur	Loire	110 - 120 ap JC (datation dendrochronologique)	Piles reposant sur 3 rangées de pieux en amont et en aval. Piles espacées d'une distance comprise entre 16 et 23 m. Largeur du tablier égale à 9 m
9	Pont mixte de Saint-Satur	Saint-Satur	Loire	160 - 170 ap JC (datation dendrochronologique)	Piles munies d'un avant-bec triangulaire.
10	Pont de Chassenard	Chassenard	Loire	Milieu 1 ^{er} siècle av JC - Début 3 ^{ème} siècle ap JC (datation dendrochronologique)	Piles en caissons de bois remplis de blocs de pierre et de remblai.
11	Pont ? et aménagement de berge d'Avrilly	Avrilly	Loire	53 av JC	
12	Pont de Varennes-sur-Allier	Varennes-sur-Allier	Allier	227 ap JC (datation dendrochronologique)	
13	Pont de Vichy	Vichy	Allier	180 - 220 ap JC	
14	Pont d'Amiens	Amiens	Somme	10 av JC - 80 ap JC (datation dendrochronologique)	3 ponts construits : un premier vers -10 av JC, un deuxième vers 50 ap JC et un troisième vers 80 ap JC.
15	Pont de Melun	Pont Leclerc	Seine	1 ^{er} siècle av JC - 2 ^{ème} siècle ap JC	
16	Pont sur l'Yonne	Bonnard-Bassou	Yonne	140 - 156 ap JC (datation dendrochronologique)	
17	Pont de Visseiche	Visseiche	Seiche	Milieu du 1 ^{er} siècle av JC (datation dendrochronologique)	
18	Pont de Rannée	Rannée	Ardenne	Début 1 ^{er} siècle ap JC (datation dendrochronologique)	

Numéro du site	Nom	Ville	Cours d'eau franchit	Datation	Caractéristiques
19	Pont de Naintré	Naintré	Clain	105 - 130 ap JC	
20	Pont de Sainte-Soline	Sainte-Soline	Dive	Tout début de notre ère (datation dendrochronologique)	
21	Pont de la Gourgue	Gourgue	Lac de Sanguinet	35 av JC (datation dendrochronologique)	
22	Pont du Bazacle	Bazacle	Garonne	1 ^{er} siècle ap JC	Pointe des pieux protégées avec des sabots métalliques.
23	Pont d'Etival	Etival	Meurthe	56 av JC - 6 ap JC (datation dendrochronologique)	
24	Pont de Benfeld	Benfeld	Ill	185 ap JC (datation dendrochronologique)	
25	Pont de Brognard	Brognard	Allain	62 ap JC - 203 ap JC (datation dendrochronologique)	Une première construction entre 62 et 78 ap. JC, réparée jusqu'en 117. Une deuxième construction entre 118 et 135, réparée à partir de 143 ap. JC durant 60 ans. Piles constituées de deux à trois rangées de pieux.
26	Pont de Pontoux	Pontoux	Doubs	Fin 2 ^{ème} siècle ap JC - Début 5 ^{ème} siècle ap JC	Piles probablement constituées de caissons en madriers de bois horizontaux assemblés et maintenus en place par des pieux verticaux. Mise en place de pierres non taillées entre les têtes des pieux.
27	Pont de la Guyotte	Guyotte	Guyotte	110-120 ap JC (datation dendrochronologique)	
28	Pont de Chalon-sur-Saône	Chalon-sur-Saône	Saône	1 ^{er} pont en bois en 14 av JC 2 ^{ème} pont en bois en 95-98 ap JC Pont mixte au début du 3 ^{ème} s (datation dendrochronologique)	Pieux en chêne. Pont constitué d'un tablier en bois reposant sur des piles en maçonnerie. Pieux d'anciens ponts partiellement réutilisés pour la construction des piles. Largeur du tablier égale à 9 m.
29	Pont de Thyez	Thyez	Arve	90-125 ap JC	
30	Pont romain de Vienne	Vienne	Rhône	1 ^{er} siècle ap JC - Début du 3 ^{ème} siècle ap JC (datation dendrochronologique)	
31	Pont de la Bièvre	Aoste	Bièvre	Epoque augustéenne (de 63 av JC à 14 ap JC) (datation dendrochronologique)	Un seul pieu en bois découvert.
32	Pont de Villeneuve-le-Roi	Villeneuve le Roi	Suerette	2 ^{ème} siècle av JC - milieu du 1 ^{er} siècle ap JC	
33	Pont de Trèves	Trèves	Moselle	1 ^{er} siècle ap JC	Plusieurs ponts construits. Pieux de 2,65 m de long.
34	Pont de Mayence	Mayence	Rhin	Tout début de notre ère	Pieux de 8 m de long. Têtes des pieux fixées à des caissons en madriers.
35	Pont de Genève	Genève	Rhone	1 ^{er} siècle avant JC	
36	Pont d'Ambroix	Ambroix	Vidourle	1 ^{er} siècle ap JC	Longueur du pont supérieure à 100 m. Pont à 9 travées.
37	Pont d'Avignon	Avignon	Rhone	290-530 ap. JC.	Ouvrage en pierre, avec des arches en plein cintre.

Tableau 2. Caractéristiques des ponts datés de l'époque du Moyen-Âge

Numéro du site	Nom	Ville	Cours d'eau franchit	Date de construction / Constructeur	Géologie du terrain	Caractéristiques des fondations / Batardeaux	Caractéristique du battage	Etat du pont
1	Pont de Beaugency	Beaugency	Loire	11 ^{ème} - 15 ^{ème} siècle	Alluvions sablo-graveleux (0-3) Calcaire (3-14)	Emplacement de pieux anarchique découvert sous la pile n°9. Têtes des pieux fixées à des traverses et un platelage sous la pile n°8.		En service
2	Pont de Lyon	Lyon	Rhône	1418	Alluvions (0-8)	Longueur des pieux comprises entre 3,9 et 5,85 m.		?
3	Pont de Macon	Macon	Saône	1404	Limon argileux (0-5,6) Sable gravier (5,6-10,5) Calcaire (>10,5)	Bec d'une pile fondé sur des pieux d'aulne de 5,8 m de longueur. Pointe des pieux durcie au feu.	Utilisation de sonnettes à tiraudes (mouton en bois de chêne et de noyer), de sonnettes à roues et manivelles	?
4	Pont de Nevers	Nevers	Nièvre	1468-1469	Alluvions Loire (0-9,6) Marne (>9,6)	Pile fondée sur 300 pieux d'aulne de 3,9 m de longueur.		?
5	Pont d'Orléans	Orléans	Loire	1389-1449	Argile et sable (0-8) Marne (>8)	3 pieux de courte longueur fichés dans la craie sous la pile n°7. Intervalles entre les pieux situés sous la pile n°10 remplis avec des moellons.	Utilisation de hie en 1389, requérant 16 hommes. Utilisation de sonnettes à tiraudes en 1449 (moutons en cuivre)	En service
6	Pont de Roman	Roman-sur-Isère	Isère	1389	Alluvions (0-20)	Fondation d'une pile constituée de 30 pieux en pins de 17,5 m de longueur.		?
7	Pont de Tours	Tours	Loire	1464	Alluvions (0-8) Craie (8-15,5)	Battage des pieux en bois à l'extérieur des fondations des piles en maçonnerie. Battage de pieux en bois de plus petits diamètres sous les fondations des piles. Intervalles entre les têtes des pieux remplis avec un béton de sable, chaux et gravier.	Utilisation de hie pour battre les pieux	Détruit
8	Pont Saint-Nicolas	Saint-Hilaire-Saint-Mesmin	Loiret	13 ^{ème} siècle	Alluvions sableux (0-2,2) Calcaire (>2,2)	Piles n°1, 3, 4, 7 datées du Moyen-Âge. Pile n°2 et n°6 reconstruites sur des pieux en bois. Pile n°2 fondée sur 43 pieux de 30 cm de diamètre, de 6 à 8 m de longueur, fichés sur 3 m de hauteur dans le calcaire. Pile n°5 fondée sur 21 pieux, de 35 cm de diamètre, de 18 m de longueur, fichés sur 5 m de hauteur dans le calcaire.		En service
9	Pont Saint Benezet	Avignon	Rhone	1177	Alluvions sableuses et gravier (0-14) Marne (>14)	Pont de 915 m de longueur comportant 22 arches. Pieux en chêne de 3 m de longueur et 44 cm de diamètre, armés en pointe. Réutilisation des piles du pont romain pour y asseoir un tablier en bois. Piles munies d'éperons triangulaires en amont et en aval.		Détruction partielle en 1226
10	Pont de la Daurade	Toulouse	Garonne	1139	Alluvions (0-6) Marne (>6)	Piles du pont probablement fondées sur des pieux en bois		Détruit en 1638

Tableau 3. Caractéristiques des ponts datés de l'époque de la Renaissance

Numéro du site	Nom	Ville	Cours d'eau franchit	Date de construction / Constructeur	Caractéristiques géométriques du pont	Géologie du terrain	Caractéristiques des fondations / Batardeaux	Caractéristique du battage	Nature des fondations	Etat du pont
1	Pont de Gière	Vienne	Isère	1547		Limons sableux (0-5) Gros gravier (>5)	Piles fondées sur des pieux recépés à 1,5 m sous l'étiage. Intervalles entre les pieux remplis avec un béton de chaux et des moellons. Têtes des pieux fixées à un platelage.	Battage des pieux à l'aide de maillets en fer de 8 kg et d'une dizaine de "masses" en noyer avec des manches en châtaignier.	Pieux + platelage	
2	Pont de Nantes	Nantes	Loire	1570-1588		Alluvions, gravier (0-8,5) Gneiss (>8,5)		Utilisation de la hie en 1588. Utilisation de sonnettes à tiraudes avec mouton en cuivre en 1571, en bronze en 1588. Utilisation de sonnettes à roue en 1570.		
3	Pont Notre Dame	Paris	Seine	1500-1507	Nbre de travées : 6 Ouverture des travées : 13,7- 17,3m Epaisseur piles : 5 m Piles munies d'avants et d'arrière becs	Alluvions (0-4) Calcaire (>4)	Fondations constituées d'un grand nombre de pieux. Mise en place d'enrochements entre les têtes des pieux. Batardeaux épaisés par des manèges musés par des chevaux. Fondations réutilisées lors de la reconstruction du pont en 1853.			En service
4	Pont Neuf	Toulouse	Garonne	1542-1632	Nbre de travées : 7 Longueur : 220 m Epaisseur des 2 piles (rive droite) : 10 m Matériaux de construction : briques et pierre de taille.	Alluvions (0-6) Marne (>6)	4 ^{ème} pile fondée dans sa partie centrale sur des pieux en bois. 5 ^{ème} pile (construite en 1579 et ruinée en 1583) sur fondations superficielles et profondes. 6 ^{ème} pile fondée sur des pieux en bois.			En service
5	Pont de Vierzon	Vierzon	Cher / Arnon	1503		Alluvions (0-8) Argile (8-9) Marne (>9)	Pile fondée sur plus de 500 pieux de 2,60 à 2,91 m de longueur. Pieux renforcés en pointe par des sabots métalliques.	Utilisation de la hie		
6	Pont de Moulins	Moulins	Allier	1533-1534		Sable et gravier (0-6,8) Marne (>6,8)	Batardeaux construits avec des pieux dont les pointes étaient renforcées avec des sabots métalliques.	Battage des pieux avec une hie.		Détruit
7	Pont Neuf	Paris	Seine	1578-1607	Nbre de travées : 7 + 5 Ouverture des travées : 9 - 16,4 m Longueur : 232 m Largeur : 22 m	Alluvions (0-6) Calcaire, marne (>6)	Longueur des pieux fixée par le refus du mouton. Fixation de madriers horizontaux en tête de pieux (grillage), puis d'un platelage sur les madriers. Maçonnerie montée sur le platelage.		Pieux + grillage + platelage	En service

Tableau 4. Caractéristiques des ponts construits par Perronet

Numéro du site	Nom	Ville	Cours d'eau franchit	Date de construction / Constructeur	Caractéristiques géométriques du pont	Géologie du terrain	Caractéristiques des fondations / Batardeaux	Caractéristique du battage	Nature des fondations	Etat du pont
1	Pont Georges V	Orléans	Loire	1751-1760 / Huppeau - Perronet	Nbre de travées : 9 Ouverture max des travées : 32.50 m Longueur pont : 325 m Largeur pont : 14 m Épaisseur piles : 5 m Largeur piles : 23 m	Calcaire tendre (0-9) Marne dure (>9)	Piles et culées fondées sur 236 pieux en bois, de 30 cm de diamètre, espacés de 1 m. Grillage et platelage en charpente de 30 cm d'épaisseur. Longueur des pieux comprise entre 2,6 et 18,5 m selon les appuis. Pieux recépés à 2 m sous l'étiage. Renforcement de la file extérieure des pieux par des palplanches en bois pour protéger le massif de fondations. Battage de deux files de pieux avec au centre des moellons faisant office de protections contre les affouillements.	Pieux battus jusqu'au refus à des profondeurs variables. Battage des pieux effectués à l'aide d'un mouton de 272 kg élevé à 1,3 m de hauteur. Refus des pieux atteint pour un enfoncement de 9 mm par volée de 30 coups.	Pieux + grillage + platelage	En service
2	Pont de Mantes	Mantes-la-Jolie	Seine	1757-1765 / Perronet	Nbre de travées : 13+3 Ouverture max des travées : 39m Longueur pont : 125m Largeur pont : 10m. Épaisseur piles 7,3m	Salbe et galets (0-7,8) Sable et grès (7,8-12) Sable et silex (>12)	Piles et culées fondées sur des pieux en bois battus au refus. Fixation d'un grillage et d'un platelage en charpente aux têtes des pieux.		Pieux + grillage + platelage	Détruit en 1870
3	Pont de Château-Thierry	Château-Thierry	Marne	1765-1786 / Perronet	Nbre de travées : 3 Ouverture des travées : 14,5-17,5 Épaisseur piles : 4m	Remblai (0-6,5) Alluvions (6,5-11) Marne (>11)	Piles et culées fondées sur des pieux en chêne espacés de 3 m (longitudinalement et transversalement). Grillage et platelage de charpente fixés aux têtes des pieux.		Pieux + grillage + platelage	Détruit en 1814
4	Saint Edme	Nogent sur Seine	Seine	1766-1769 / Perronet	Nbre de travée : 1 Ouverture des travées : 29 m Hauteur du pont : 27m Matériaux de construction : grès dur	Argile-tourbe (0-8,5) Craie molle (8,5-12)	Piles et culées fondées sur pieux, grillage et platelage en charpente, à 1,2 m de profondeur sous l'étiage. Présence de sédiments terreux en fond de rivière empêchant les infiltrations dans les batardeaux.		Pieux + grillage + platelage	Détruit
5	Les Fontaines	Chantilly	La Nonette	1760 / Perronet	Nombre de travées : 3 Ouverture max des travées : 5,2m Pont en pierre Épaisseur piles : 1,5m Largeur pont : 7,3m	Alluvions (0-5) Clacaire (5-6,5) Sable/Calcaire (6,5-9)	Piles et culées fondées sur pieux, grillage et platelage en charpente.		Pieux + grillage + platelage	En service
6	Pont de Neuilly	Paris	Seine	1768-1774 / Perronet	Nbre de travées : 5 Ouverture des travées : 39 m Épaisseur piles : 4,2 m Largeur pont : 14,6 m. Matériau de construction : Pierres de taille	Alluvions (0-6) Calcaire (>6)	Diamètre des pieux : 32,5 cm. Pieux fichés sur une hauteur de 3,40 m. Longueur moyenne des pieux : 5,7 m. Construction et épauement des batardeaux, puis recépage des pieux à 2,3 m sous l'étiage.	Refus des pieux atteint pour un enfoncement de 4,5 mm par volée de 25 coups d'une sonnette à mouton de 600 kg.	Pieux + grillage + platelage	En service
7	Pont de la Concorde	Paris	Seine	1787-1791 / Perronet	Nbre de travées : 5 Ouverture des travées : 25,6 - 31,2 m Épaisseur piles : 3 m Largeur du pont : 14,5 m	Alluvions (0-1,2) Calcaire (>1,2)	260 pieux battus sous chaque pile. Les culées reposent sur 324 pieux disposés en quinconce et espacés de 1 m longitudinalement. Piles et culées fondées sur pieux, grillage et platelage en charpente.		Pieux + grillage + platelage	En service
8	Nemours	Nemours	Loing	1771-1804 / Perronet - Boistard	Nbre de travées : 3 Ouverture des travées : 15,2m Épaisseur piles : 2,1m	Remblai (0-2) Alluvions argileuse (2-6) Calcaire (6-9)	Piles et culées fondées sur des pieux en bois.			En service
9	Pont de Rozay-en-Brie	Rozay-en-brie	Yerres	1786 / Perronet	Nbre de travées : 2 Ouverture des travées : 7,3m Épaisseur culées : 3,6m Épaisseur piles : 1,8m	Clacaire friable (0-2) Clacire dur (2-10)	Piles et culées fondées sur des pieux en bois.			En service
10	Pont de Rosoy	Rosoy	Yonne	1786 / Perronet	Nbre de travées : 2 ouvertures des travées : 7,3m Épaisseur culées 3,7m	Argile (0-4) Sable (4-5) Argile (>5)	Piles et culées fondées sur pieux, grillage et platelage en charpente.		Pieux + grillage + platelage	En service
11	Pont aux Fruits	Melun	Seine	1772 / Perronet	Nbre de travées : 3 Ouverture des travées : 9 - 45m Largeur pont : 12m	Remblai (0-3) Alluvions (3-9) Calcaire (>9)	Piles et culées fondées sur pieux, grillage et platelage en charpente.		Pieux + grillage + platelage	Détruit

Cours d'eau franchit	Date de construction / Constructeur	Caractéristiques géométriques du pont	Géologie du terrain	Caractéristiques des fondations / Batardeaux	Caractéristique du battage	Nature des fondation	Etat du pont
Seille	1782-1787 / Gauthey	Nbre de travées : 3 Ouverture des travées : 16,30m Largeur pont : 7,8m	Remblai (0-3) Limons sableux (3-6) Argile (>6)	Diamètre pieux : 32,5 cm Longueur pieux : 4,87 - 7,15 m Pilots de remplage fichés à 2 - 2,3 m 55 pieux battus par pile	Battage des pieux avec une sonnette à tiraudes, rebattage des pieux avec une sonnette à déclat	Pieux + grillage + béton	Détruit en 1789
Seille	1782-1785 / Gauthey	Nbre de travées : 3 Ouverture des travées 11,7m Largeur pont : 8m	Argile (0-3) Gravier (3-5) Marne (5-7) Sable (>7)	Diamètre pieux : 32,5 cm Pilots de remplage remplacés par des palplanches (fiche 1,60 m) 32 pieux battus par pile	Battage des pieux avec une sonnette à tiraudes, rebattage des pieux avec une sonnette à déclat	Pieux + grillage + béton	En service
Solnan	1782-1789 / Gauthey	Nbre de travées : 3 Ouverture des travées 13,8m Largeur pont : 8m	Argile (0-3) Gravier (3-5) Marne (5-7) Sable (>7)	Diamètre pieux : 32,5 cm Pilots de remplage remplacés par des palplanches (fiche 1,60 m) 32 pieux battus par pile	Battage des pieux avec une sonnette à tiraudes, rebattage des pieux avec une sonnette à déclat	Pieux + grillage + béton	Détruit en 1789
Doubs	1782-1790 / Gauthey	Nbre de travées : 5 Ouverture des travées 23,7m Largeur pont : 9,8m	Alluvions limons-argile (0-4) Alluvions sable-gravier (4-15)	Diamètre pieux : 32,5 cm Longueur pieux : 5,85 - 6,17 m 78 pieux battus par pile	Battage des pieux avec une sonnette à tiraudes, rebattage des pieux avec une sonnette à déclat	Pieux + grillage + béton	En service
Brenne	1783-1787 / Gauthey	Nbre de travées : 3 Ouverture des travées 8,8m Largeur pont : 7,9m	Argile (0-5) Limons (5-10) Marne (10-15)	Diamètre pieux : 32,5 cm Longueur des pieux : 5,85 m Fiche des pilots de remplage : 2 m 27 pieux battus par pile	Battage des pieux avec une sonnette à tiraudes, rebattage des pieux avec une sonnette à déclat	Pieux + grillage + béton	En service
Saône	1785-1789 / Gauthey	Nbre de travées : 5 Ouverture des travées 10,2-19,5m Largeur pont : 9,7m	Alluvions (0-6,5) Marne (>6,5)	Diamètre pieux : 32,5 cm Longueur des pieux : 4,87 - 5,85 m Fiche des pilots de remplage : 1,95 m	Battage des pieux avec une sonnette à tiraudes, rebattage des pieux avec une sonnette à déclat	Pieux + grillage + béton	Détruit
Guyotte	1786-1789 / Gauthey	Nbre de travées : 1 Ouverture des travées 12,7m Largeur pont : 7,8m	Alluvions limons-argile (0-1,5) Alluvions sableux (1,5-3,5) Sable (3,5-7) Limons (>7)	Diamètre pieux : 32,5 cm Longueur pieux : 7,15 m	Battage des pieux avec une sonnette à tiraudes, rebattage des pieux avec une sonnette à déclat	Pieux + grillage + béton	En service

Tableau 5. Caractéristiques des ponts construits par Gauthey

Tableau 6. Caractéristiques des ponts datés de l'époque moderne

Numéro du site	Nom	Ville	Cours d'eau franchit	Date de construction / Constructeur	Caractéristiques géométriques du pont	Géologie du terrain	Caractéristiques des fondations / Batardeaux	Caractéristique du battage	Nature des fondations	Etat du pont
1	Pont de Blois	Blois	Loire	1715-1720 / Pitrou		Alluvions argilo-sableuses (0-8) Calcaire (>8)	Pointes des pieux protégées avec des sabots métalliques à 4 languettes. 3 à 5 pieux battus par m ² . Longueur des pieux fixée avec le refus du mouton. Grillage fixé sur les têtes des pieux. Platelage fixé au grillage. Maçonnerie montée sur le platelage. Epaisseur des batardeaux : 3 m. Hauteur des batardeaux : 1,2 à 1,5 m.	Utilisation de sonnette à déclin en 1715.	Pieux + Grillage + Platelage	En service
2	Pont des Chavannes	Chalon	Saône	1698		Argile-sable (0-9) Gravier (>9)		Utilisation de sonnette à tirs. Masse frappante de 300 à 400 livres. Cerclage de la tête des pieux.		Détruit
3	Pont au Change	Paris	Seine	1639-1647	Nbre de travées : 7 Ouverture des travées : 10,7 - 15,7 m Largeur pont : 32,6 m.	Alluvions argilo-marneuses (0-6,5) Calcaire (>6,5)	Piles fondées sur 200 pieux. Têtes des pieux solidarisées au platelage.		Pieux + platelage	Détruit en 1850
4	Pont de Dôle	Dôle	Doubs	1760-1764 / Querret	Nbre de travées : 7 Ouverture des travées : 15,9 - 149 m Epaisseur piles : 3,3 - 3,5 m.	Argile sableuse (0-3) Graviers + galets (3-7)	Piles fondées à 2,3 m sous l'étiage et reposant sur des pieux d'environ 4 m de longueur.			En service
5	Pont Ingersheim	Ingersheim	Fecht	1773 / Clinchamp	Nbre de travées : 3 Ouverture des travées : 15,3 - 18,3 m	Gravier argileux	Pont fondé sur des pieux recépés à 2 m sous l'étiage.			
6	Pont de Lyon	Lyon	Rhône	1718 / Jacques V Gabriel		Alluvions (0-8)	Ancien pont construit en 1418 et fondé sur des pieux de 3,9 à 5,85 m de longueur	Sonnettes à tirs. Masse frappante de 800 livres.		
7	Pont de Moulins	Moulins	Allier	1700-1704		Sable et gravier (0-6,8) Marne (>6,8)	Pointes des pieux protégées avec des sabots métalliques à 4 languettes. 3 à 5 pieux battus par m ² . Longueur des pieux fixée avec le refus du mouton. Grillage fixé sur les têtes des pieux. Platelage fixé au grillage. Maçonnerie montée sur le platelage.	Utilisation de sonnettes à déclin	Pieux + Grillage + Platelage	Détruit
				1765-1770 / Regemortes			Construction d'un radier général en pierre suite à l'effondrement du pont fondé sur des pieux en bois (à cause des affouillements).		Radier général en pierre	En service
8	Pont du Pape	Saint-Laurent-du-Pape	Erieux	1756 / Pitot	Nbre de travées : 7 Ouverture des travées : 14,8 m Matériau de construction : Pierre de taille	Alluvions sablo-graveleuses (0-15)	Culées fondées sur le rocher, mais piles construites sur des pieux en bois.			Détruit en 1890
9	Pont Royal	Paris	Seine	1684-1689 / Frère Romain	Nbre de travées : 5 Ouverture des travées : 20,5 - 23,5 m Epaisseur piles : 4,5 m. Largeur pont : 17 m.	Alluvions sable tourbe (0-15)	Pointes des pieux protégées avec des sabots métalliques à 4 languettes. 3 à 5 pieux battus par m ² . Pieux battus au refus. Longueur des pieux égale à 4,3m. Grillage fixé sur les têtes des pieux. Platelage fixé au grillage. Maçonnerie montée sur le platelage.	Utilisation de sonnettes à déclin pour battre les pieux	Pieux + Grillage + Platelage	En service

Numéro du site	Nom	Ville	Cours d'eau franchit	Date de construction / Constructeur	Caractéristiques géométriques du pont	Géologie du terrain	Caractéristiques des fondations / Batardeaux	Caractéristique du battage	Nature de la fondation	Etat du pont
10	Pont de Pont Sainte-Maxence	Pont Sainte-Maxence	Oise	1773-1784 / Dausse et Dumoustier (sur les plans de Perronet)	Nbre de travées : 3 Ouverture des travées : 22m Largeur pont : 12m Hauteur piles : 5,5m	Alluvions limono graveleuses (0-8) Argile (>8)	Piles et culées fondées sur pieux grillage et platelage en charpente. Construction de batardeaux autour des piles. Machines pour épurer les batardeaux identiques à celles utilisées lors de la construction du pont de Neuilly. Platelage situé à 2,6 m sous l'étiage	Utilisation de la force du courant pour le battage des pieux. Battage des pieux avec des masses frappantes de 1200 à 1800 livres.	Pieux + grillage + platelage	Détruit (1ere guerre mondiale)
11	Pont Saint Michel	Paris	Seine	1606-1618	Nbre de travées : 4 Ouverture des travées : 9,7 - 13,7 m Largeur pont : 34,1 m.	Alluvions (0-2) Marne (2-7) Calcaire (>7)	Longueur des pieux égales à 2,91 m. 4 à 5 pieux battus par m². Nombre de pieux par pile égal à 650. Pieux fixés à un platelage de 10 à 13 cm d'épaisseur. Intervalles entre les pieux remplis de moellons.		Pieux + plateforme	Détruit en 1856
12	Pont de Saumur	Saumur	Loire	1756-1770 / Cessart	Nbre de travées : 12 Ouverture des travées : 19,5 m Epaisseur piles : 3,9 m.	Alluvions argileuses (0-5) Craie marneuse (5-17) Marne compacte (>17)	Chaque appui repose sur 116 pieux de 25 cm de diamètre. Longueur des pieux comprise entre 9 et 10 m. Pieux recépés à 3 et 5,5 m de profondeur sous l'étiage à l'aide d'une scie. Mise en place d'un caisson immergé échoué sur la tête des pieux.	Utilisation de sonnette à décléc mues par une roue	Pieux + caisson immergé	En service
13	Pont de Tarbes	Tarbes	Adour	1740	Nbre de travées : 5 Ouverture des travées : 18 - 32 m	Alluvions sableuses (0-3) Argile (>3)	Fondations constituées de pieux très courts. Têtes des pieux noyées dans le béton.		Pieux + béton immergé	Détruit en 1875
14	Pont de Tours (pont Wilson)	Tours	Loire	1765-1779 / Bayeux	Nbre de travées : 15 Ouverture des travées : 25m Longueur pont : 437m Epaisseur piles : 5 m Largeur pont : 14,6 m	Alluvions sablo-graveleuses (0-8) Calcaire (>8)	Piles fondées sur 122 pieux en chêne recépés à 2,3 m sous l'étiage. Diamètre et longueur des pieux égaux à 27 cm et 7,80 m. Pieux espacés de 1,2 m. Pointes des pieux encastées dans le substratum sur 35 cm de hauteur. Grillage fixé sur les têtes des pieux. Platelage de 32 cm d'épaisseur fixé au grillage. Construction de batardeaux au niveau des piles n°1, 13 et 14. Piles n°8 à 12 fondées sur des pieux, sous-jacents à un caisson immergé. Mise en place d'enrochements autour des fondations pour limiter les phénomènes d'affouillement.		Pieux + grillage + platelage Pieux + caisson immergé	Détruit en 1978
15	Pont de la Trésorerie	Grenoble	Isère	1599-1622		Alluvions (0-10,6) Sable graveleux limoneux (>10,6)	Longueur des pieux comprises entre 3,9 à 4,9 m. 500 pieux battus sous chaque pile. Têtes des pieux fixées à un grillage et un platelage. Maçonnerie montée sur le platelage. Mise en place d'enceintes de pieux et de palplanches remplies de béton autour des fondations pour limiter les phénomènes d'affouillement.	Utilisation de sonnettes à tirades en 1599	Pieux + grillage + platelage	Détruit
16	Pont de Trilport	Trilport	Marne	1756-1760	Nbre de travées : 3 Ouverture des travées : 24m Epaisseur piles : 2,3 m. Largeur du pont de 9,75 m.	Alluvions (0-12)	Pont fondé sur des pieux fixés à un grillage et à un platelage. Epaissements effectués au moyen d'une roue à godets mue par le courant.		Pieux + grillage + platelage	Détruit en 1815
17	Pont de Vieille-Brioude	Vieille Brioude	Allier	1750	Nbre de travées : 3 Ouverture des travées : 21,4-23,4m Epaisseur piles : 4,20 m.	Gravier compact	Fondations construites sur des pieux en bois.	Difficulté d'enfoncer les pieux dans le gravier compact		Détruit
18	Pont de Beaugency	Beaugency	Loire	Terminé au 18 ^{ème} siècle	Nbre de travées : 28 Longueur pont : 460m Largeur pont : 10m Pont en maçonnerie	Alluvions sablo-graveleuses (0-2) Calcaire dur (>2)	Diamètre pieux : 20-30 cm. Pieux espacés de 0,9 à 1,2 m. Longueur pieux : 3 m. Têtes des pieux encastées dans la marne. Epaisseur du platelage : 16 cm. Vides sous le platelage comblés avec des enrochements.		Pieux + grillage + platelage	En service
19	Pont sur l'Arnon	A proximité de Vierzon	Arnon	Mis en service en 1763	Nbre de travées : 5 Ouverture des travées : 11,7m Longueur pont : 76m Largeur pont : 13m	Alluvions sablo-graveleuses (0-2,7) Argile tendre-marne raide (>2,7)	Piles fondées sur 44 pieux, de 30 cm de diamètre, de 3,5 m de longueur (pieux fichés dans la marne sur 1 m de hauteur). Pieux espacés de 90 cm longitudinalement et transversalement. Epaisseur du platelage : 20 cm. Mise en place d'enrochements pour limiter les phénomènes d'affouillement.		Pieux + grillage + platelage	En service

Numéro du site	Nom	Ville	Cours d'eau franchit	Date de construction / Constructeur	Caractéristiques géométriques du pont	Géologie du terrain	Caractéristiques des fondations / Batardeaux	Caractéristique du battage	Nature de la fondation	Etat du pont
1	Pont de l'Alma	Paris	Seine	1854-1856 / Gariel	Nbre de travées : 3 Longueur pont : 120 m Pont maçonné	Alluvions (0-3) Argile (3-10)	Piles fondées sur 8 rangées de 30 pieux espacés de 90 cm. Distance entre deux rangées de pieux égale à 1 mètre. Pieux recépés à 2 m sous l'étiage. Mise en place de caisson immergé au dessus de la tête des pieux.		Pieux + caisson immergé	En service
2	Pont sur le Bas-Brivet	Pontchâteau	Bas-Brivet	19ème (aménagement canal Nantes-Brest)	Nbre de travées : 1	Tourbe (0-0,8) Vase (0,8-7) Rocher (>7)	Construction d'un remblai avant battage des pieux. Profondeur des fondations égale à 7 m. Pieux de 30 cm de diamètre et 4,9 m de longueur. Pieux espacés longitudinalement de 90 cm et transversalement d'un mètre. Plancher constitué de madriers fixés à des longrines, elles-mêmes solidarisées aux têtes des pieux.		Pieux + grillage + platelage	En service
3	Pont de Belle-Croix	Nantes	Loire	1861 / Lechallas	Nbre de travées : 5 Ouverture des travées : 14,3 - 15,4 m	Argile et sable (0-20) Rocher (>20)	Pieux de 20 m de long, constitués de 2 pieux de 10 m de long et enturés avec un manchon de 70 cm de hauteur. Protection des pointes des pieux avec des sabots de type Camuzat. Intervalles des pieux remplis avec du béton. Fixation d'un caisson immergé sur les têtes des pieux.	Utilisation de sonnette à dé clic avec un rendement maximal de 150 coups/h.	Pieux + béton immergé + caisson immergé	Détruit
4	Pont de pierre	Bordeaux	Garonne	1820-1821 / Deschamps	Nbre de travées : 17 Ouverture des travées : 28,8 - 26,5 m Epaisseur piles : 4,2 m Largeur pont : 15 m Longueur pont : 487 m	Sable vaseux (0-12) Sable et gravier (12-20) Marne calcaire (>20)	Pieux de 20 m de long, constitués de 2 pieux de 10 m de long et enturés avec un manchon de 70 cm de hauteur. Pour chaque pile, 250 pieux en pin battus, de 25-30 cm de diamètre, de 8 à 10 m de longueur, recépés à la scie circulaire à 3,75 m sous l'étiage. Pieux armés de sabots de fonte munis au centre d'une tige barbelée. Epaisseur du platelage comprise entre 15 et 50 cm. Enrochements déposés en fond de cours d'eau après le battage des pieux. Fixation de caissons immergés de 23 m de longueur et 7 m de hauteur en tête de pieux.	Refus des pieux atteint pour un enfoncement de 5 mm par volée de 15 coups.	Pieux + caisson immergé	En service
5	Pont du petit Anjou	Bouchemaine (Prunier)	Maine	1880-1904	Nbre de travées : 3 Longueur pont : 150 m Hauteur piles : 10 m	Vase (0-9) Rocher (>9)	Recépage des têtes des pieux à 1,5 m sous l'étiage. Têtes des pieux liaisonnées entre elles avec des madriers. Caissons immergés remplis avec du béton échoués en têtes des pieux. Mise en place d'enrochements pour éviter leur déversement.		Pieux + caisson immergé	En service
6	Pont Bouicaud	Verjux	Saône	1888	Matériaux de construction : calcaire, pierre de taille	Alluvions sablo-argileuses (0-10)	Fondations sur pieux (grillage supprimé) sous-jacents à un caisson immergé dans lequel a été coulé du béton.		Pieux + béton immergé (dans caisson)	?
7	Pont sur l'Elorn	Landerneau	Elorn	19ème (aménagement canal Nantes-Brest)		Vase (0-3) Argile (3-10)	Pieux flottants dans l'argile de 7 m de long. Têtes des pieux fixées à un grillage. Suppression du platelage. Têtes de pieux et grillage noyées dans un massif en béton de 2,3 m d'épaisseur.		Pieux + béton immergé	?
8	Pont d'Iéna	Paris	Seine	1808-1814 / Lamandé	Nbre de travées : 5 Ouverture des travées : 28 m Epaisseur piles : 3 m Largeur pont : 14 m	Alluvions (0-15)	Pieux recépés à 1,65 m sous l'étiage. Battage de deux enceintes de palplanches autour de la fondation. Mise en place de blocs de pierre autour des enceintes. Intervalles entre les têtes des pieux remplis de béton. Mise en place d'enrochements autour de la fondation. Caissons immergés échoués en têtes des pieux. Enlèvements des enceintes de palplanches une fois la maçonnerie montée.		Pieux + béton immergé + caisson immergé	En service
9	Pont des Invalides	Paris	Seine	1823		Alluvions (0-9) Argile (>9)	Pieux sous-jacents à un grillage et à un platelage. Reconstruction de certaines arches et piles du pont entre 1879 et 1880.			En service
10	Pont d'Ivry	Paris	Seine	1817-1829 / Emmerly	Nbre de travées : 5 Ouverture maximale : 23,8 m Longueur pont : 119m	Alluvions (0-12)	Pieux de 36 cm de diamètre, de 6 m de longueur et espacés de 90 cm. Pieux recépés à 80 cm au dessous de l'étiage. 66 pieux battus sous chaque pile du pont. Chaque pieu supporte une charge limite de 1,57 MPa. Grillage constitué de longrines et de traverses fixées aux têtes des pieux. Caissons immergés échoués et fixés aux têtes des pieux. Mise en place d'enrochements autour des fondations.	Refus des pieux atteint pour un enfoncement de 27,5 mm par volée de 10 coups de mouton de 300 kg tombant d'une hauteur de 3 m. Pieux enfoncés avec une sonnette à dé clic.	Pieux + caisson immergé	En service
11	Pont de Libourne	Libourne	Dordogne	1820-1824 / Deschamps	Nbre de travées : 9 Ouverture des travées : 20 m Longueur pont : 178m Largeur pont : 16m Epaisseur piles : 3,85 m	Argile molle (0-5) Sable-gravier (5-8) Marne (>8)	180 pieux en bois battus sous chaque pile, de 30 cm de diamètre, 13 m de long et espacés longitudinalement et transversalement de 85 cm. Fixation d'un caisson immergé sur les têtes des pieux de 5,4 m de hauteur et dont le fond est constitué de deux planchers jointifs en madriers. Protection des pointes des pieux par des sabots coniques en fonte.		Pieux + caisson immergé	En service

Tableau 7. Caractéristiques des ponts datés de l'époque industrielle

Numéro du site	Nom	Ville	Cours d'eau franchit	Date de construction / Constructeur	Caractéristiques géométriques du pont	Géologie du terrain	Caractéristiques des fondations / Batardeaux	Caractéristique du battage	Nature de la fondation	Etat du pont
12	Pont sur la Loire	Entre Romorantin et Blois	Loire	1884		Argile sable (0-20) Marne (>20)	Piles fondées sur 98 pieux de 30 à 35 cm de diamètre. Chaque pile supporte une charge maximale de 1800 tonnes. Battage des pieux et des palplanches autour de la fondation. Pieux battus à l'intérieur de l'enceinte. Têtes de pieux noyées dans un massif en béton situé à 30 cm en dessous de l'étiage.	Refus des pieux atteint pour un enfoncement de 5 mm par volée de 25 coups de mouton de 700 kg tombant d'une hauteur de 1 m.	Pieux + béton immergé	?
13	Pont de Mauves	Mauves	Loire	Fin 19 ^{ème} siècle		Alluvions (0-9) Rocher (>9)	Longueur pieux : 13 m. Espacement pieux : 1,3 m. Têtes des pieux noyées dans un massif en béton de 4 m d'épaisseur. Massif en béton coulé dans une enceinte de palplanches en bois jointives.		Pieux + béton immergé	En service
14	Pont Mirabeau	Paris	Seine	1893-1896 / Rézal et Alby	Nbre de travées : 3 Longueur pont : 173 m Largeur pont : 20 m	Alluvions (0-14)	Têtes des pieux des culées noyées dans un massif en béton coulé à l'intérieur d'une enceinte de palplanches.		Pieux + béton immergé	En service
15	Pont de la Morinière	Nantes	Sèvres	1880-1881		Alluvions argileuses (0-15) Granite (>15)	Pieux en pin de 19 à 22 m de longueur, recépés à 80 cm sous l'étiage. Grillage composé de longrines et traverses solidarisées aux têtes des pieux. Mise en place d'un caisson sans fond en têtes des pieux, contenant un massif de béton de chaux hydraulique de 5,7 m d'épaisseur.		Pieux + béton immergé (dans caisson sans fond)	En service
16	Pont d'Oust	Peillac	L'Oust	19 ^{ème} (aménagement canal Nantes-Brest)	Nbre de travées : 3 Ouverture des travées : 15-18 m	Vase compacte (0-2) Vase molle (2-10) Tourbe (10-12) Rocher (>12)	Profondeur des fondations : 11,5 m Têtes des pieux liaisonnées entre elles par deux grillages situés l'un en dessous de l'autre et distants de 1,5 m. Béton coulé entre les têtes des pieux et les deux grillages.		Pieux + béton immergé + grillage	En service
17	Pont de Pirmil	Nantes	Sèvres	1861 (reconstruction de la partie rive droite)	Nbre de travées : 3 Ouverture des travées : 18-22 m	Alluvions sablo-argileuses (0-20) Gneiss (>20)	Reconstruction de deux piles, d'une pile-culée et d'une culée située en partie rive droite de la Sèvres. Pointes des pieux protégées avec des sabots de type Camuzat. Refus des pieux rencontrés à 9,50 m de profondeur sous l'étiage. Pieux recépés à 30 cm sous l'étiage. Pile-culée reposant sur un caisson sans fond. Mise en place de béton entre les têtes des pieux et dans les interstices du grillage. Deux piles fondées sur des caissons sans fond. Béton coulé entre les têtes des pieux. Grillage fixé en tête des pieux.	Utilisation de sonnettes à tiraudes suivie de sonnettes à décléc ou de sonnettes à décléc seules	Pieux + béton immergé + grillage / Pieux + béton immergé + caisson sans fond	En service
18	Pont de la Prairie Saint-Nicolas	Redon	Vilaine	19 ^{ème} (aménagement canal Nantes-Brest)	Pont constitué de 2 culées et d'1 travée de 15 m d'ouverture	Vase compacte (0-2) Vase molle (2-10) Tourbe (10-12) Rocher (>12)	Mise en place d'un remblai avant le battage des pieux pour consolider le sol. Profondeur des fondations : 11,3 m Pieux de 30 cm de diamètre et 8,5 m de longueur Espacement des pieux : 90 cm (transversalement) et 1 m (longitudinalement) Têtes de pieux fixées à des longrines de 35 cm de largeur et 24 cm de hauteur.		Pieux + grillage + platelage	?
19	Pont Corneille	Rouen	Seine	1810-1829 / Lamandé	2 parties égales considérées comme 2 ponts distincts Chaque pont formé de 3 travées (ouverture travée centrale : 31 m, ouverture travée latérale : 26 m). Epaisseur pile : 3,2 m	Alluvions (>10)	Longueur des pieux : 12 m Espacement entre les pieux : 1,3 m Pieux recépés à 3 m sous l'étiage et noyées dans le béton immergé. Piles fondées sur des caissons échoués en tête de pieux.	Refus des pieux atteint pour un enfoncement de 10 mm par volée de 10 coups de mouton de 600 kg tombant d'une hauteur de 3,5 m.	Pieux + béton immergé + caisson immergé	Détruit
20	Pont Rousseau	Nantes	Loire	1840-1841	Nbre de travées : 3 Ouverture des travées : 21 m	Alluvions argileuses (0-15) Gneiss (>15)	Pieux recépés à 60 cm sous l'étiage. Battage de palplanches à l'extérieur de la première file de pieux. Grillage en pin fixé aux têtes des pieux avec de longues chevilles barbelées. Béton coulé entre les têtes des pieux et dans les interstices du grillage. Elévation du massif de béton par couche successives de 30 cm d'épaisseur. Première assise de maçonnerie réalisée à l'étiage		Pieux + béton immergé + grillage	En service
21	Pont Saint Esprit	Bayonne	Adour	1848-1849	Nbre de travées : 8 Ouverture des travées : 24-30 m Matériaux de construction : pierres	Alluvions tourbeuses (0-3,5) Alluvions sableuses (3,5-18)	Pointes des pieux situées à 15 m sous le niveau d'eau. Pieux recépés à 3,8 m sous l'étiage. Caisson étanche constitué d'un platelage de 50 cm d'épaisseur (en chêne et en pin) rempli de maçonnerie et fixé en tête de pieux. Mise en place d'encrochements entre les files des pieux.		Pieux + caisson immergé	En service
22	Pont de Sèvres	Paris	Seine	Terminé en 1820 / Vigoureux	Nbre de travées : 9 + 2 Ouverture des travées : 18 m + 5 m	Alluvions gravo-sableuses (0-7) Marne (7-8,5) Craie (>8,5)	Pieux en bois espacés de 1,2 m et supportant chacun une charge maximale égale à 53 kg. Piles construites avec des caissons immergés. Epaisseur des traverses du fond du caisson égales à 22 cm. Mise en place d'encrochements entre les têtes des pieux.		Pieux + caisson immergé	En service

Numéro du site	Nom	Ville	Cours d'eau franchit	Date de construction / Constructeur	Caractéristiques géométriques du pont	Géologie du terrain	Caractéristiques des fondations / Batardeaux	Caractéristique du battage	Nature de la fondation	Etat du pont
23	Pont Sully	Paris	Seine	1876	Grand bras de la Seine (au Sud) : 3 travées, 2 piles et 2 culées Petit bras de la Seine (au Nord) : 3 travées, 2 piles et 2 culées	Alluvions gravo-sableuses (0-7) Calcaire (>7)	Trois types de fondations pour le pont sur le Grand Bras : Culée rive gauche repose sur du sable grossier, deux piles construites sur un massif en béton coulé dans des caissons sans fond, culée rive droite fondée sur des pieux en bois. Grillage fixé aux têtes des pieux. Mise en place d'un platelage sur le grillage.		Pieux + grillage + platelage	En service
24	Pont de Tonny-Charente	Tonny-Charente	Charente	1841-1842	Ouverture max des travées : 90 m Longueur pont : 623 m Largeur pont : 23 m	Argile (0-16) Calcaire (>16)	Pont fondé sur pieux battus dans un terrain vaseux.			En service
25	Pont de Thouaré	Thouaré-sur-Loire	Loire	1879-1881	Pont divisé en 2 ponts. Nbre de travées pont (bras nord) : 7 Ouverture des travées : 38,5-45m Longueur : 392 Nbre de travées pont (bras sud) : 5 Ouverture des travées : 38,5-45m Longueur : 212	Alluvions sableuses (0-20) Substratum (>20)	Piles fondées sur 41 pieux en pin de 17-18 m de longueur (avant recépage), de 30 cm de diamètre. Fondations constituées de 7 rangées de 5 pieux et 6 pieux aux extrémités. Pieux recépés à 40 cm sous l'étiage. Charge moyenne supportée par un pieu : 200 kN Têtes des pieux noyées dans un massif de béton de chaux hydrauliques. Mise en place d'un massif d'enrochements à l'extérieur du rideau de vannage.	Battage des pieux avec une sonnette dont le mouton avait une masse de 960 kg et une hauteur de chute de 1,3-1,4m	Pieux + béton immergé + platelage	En service
26	Viaduc de Comelle	Coye-la-Forêt	Thèves	Terminé en 1858	Nbre de travées : 15 Ouverture des travées : 19 m Travées situées à 38 m au dessus de l'eau	Tourbe (0-6) Alluvions (6-7) Craie (>7)	Fondation sur pieux en bois. Têtes des pieux noyées dans un massif en béton, situé sous l'étiage.			Détruit
27	Pont vallée de Viosne	Ligne Paris et Dieppe (entre Gisors et Gournay)	Troesne	1864-1868		Tourbe (0-16) Calcaire (>16)	Pieux de 15 m de longueur, 20 cm de diamètre et espacés de 1 m longitudinalement et transversalement. 300 pieux battus avec une machine à vapeur installée au bord de la Troesne. Pointe des pieux encastrée dans le substratum. Massif en béton de 70 cm de hauteur coulé entre les têtes des pieux. Têtes des pieux liaisonnées entre elles avec des madriers constituant le platelage.	Refus des pieux atteint pour un enfoncement de 30 mm par volée de 10 coups de mouton de 750 kg tombant d'une hauteur de 3 m.	Pieux + béton + platelage	?
28	Pont Eiffel	Cubzac-les-ponts	Dordogne	Mis en service en 1839	2 viaducs d'accès. Longueur : 252m Partie centrale. Longueur : 546m Pont en maçonnerie	Remblai (0-3,8) Alluvions argilo-limoneux (3,8-20m) Marne (>20)	Pile-culée rive droite fondée sur 632 pieux en bois, de 15 m de longueur, de 30 cm de diamètre. Platelage situé à 4,5 m de profondeur sous le niveau d'eau. Pile-culée rive gauche fondée sur 420 pieux de 30 cm de diamètre.		Pieux + grillage + platelage	En service
29	Pont de Saint-Florent-sur-Cher	Saint-Florent-sur-Cher	Cher	Mis en service en 1832	Nbre de travées : 7 Ouverture des travées : 14m Pont en maçonnerie	Sable argileux avec blocs de calcaire (0-2,3) Calcaire (>2,3)	Piles fondées sur 26 pieux. Diamètre des pieux : 30 cm. Longueur des pieux : 2,8 m. Pointes des pieux encastrées dans le calcaire sur 50 cm de hauteur. Pieux sous-jacents à un grillage et à un platelage en bois de 40 cm d'épaisseur. Blocs de calcaire ont servi d'enrochements et de blocage aux pieux en partie supérieure.		Pieux + grillage + platelage	En service
30	Pont de Nay	Nay	Gave de Pau	1850-1855	Nbre de travées : 6 Longueur pont : 110 Largeur pile : 12,6m pont en maçonnerie	Sable Argile	Fondations constituées de 3 rangées de pieux équarris, de cotés 27cm*27cm, espacés de 1,2 m longitudinalement et de 87 cm transversalement. Têtes des pieux fixées à un grillage et à un platelage assemblés à mi-bois		Pieux + grillage + platelage	En service
31	Pont des hospices de Lyon	Lyon	Saône	1811-1815 / Kermengon	Nbre de travées : 5 Ouverture des travées : 20,80 m	Alluvions (0-8 m)	Pieux recépés à 3 m sous l'étiage. Fondations sur caissons immergés.		Pieux + Caisson immergé	Détruit en 1968
32	Pont Saint Pierre	Toulouse	Garonne	1849-1852 / Maurel	Pont en bois Nbre de piles : 2 Largeur : 6,90 m Piles en pierre et briques, renforcé par des câbles métalliques.	Alluvions (0-6) Marne (>6)	Piles du pont probablement fondées sur des pieux en bois			Détruit
33	Pont d'Avignon	Avignon	Rhone	1806-1812 / Duvivier	Pont en bois Nbre de travées : 15 + 30 Longueur : 889 m	Alluvions (0-6) Marne (>6)	Piles du pont probablement fondées sur des pieux en bois			Détruit
34	Viaduc des 100 arches	Palue d'Arveyres	Terrains marécageux	1846-1850	Pont en maçonnerie Nbre de travées : 100 Longueur : 1000m Largeur piles : 8m	Terre végétale (0-1,6) Vase (1,6-4,5) Sable (4,5-5,75) Gravier (>5,75)	Piles fondées sur 4 rangées de 11 pieux, de 30 cm de diamètre et de 5,20 m de longueur. Pieux espacés longitudinalement de 80 cm et transversalement de 1,1m. Têtes des pieux fixées à un grillage et à un platelage. Épaisseur du grillage : 25 cm. Largeur des longrines et des traverses : 30 cm. Platelage en bois de 8 cm d'épaisseur situé à 2 m sous le terrain naturel de l'époque.		Pieux + grillage + platelage	En service

Annexe B : Travaux de confortement des fondations en bois des ouvrages routiers

Tableau 8. Travaux de confortement des fondations suite aux désordres observés

Nom Construction Cours d'eau	Désordres	Travaux réalisés
Pont de Beaugency (18 ^{ème} siècle) Loire	Dégradation de la maçonnerie, de la tête des pieux	Reprise de la totalité des fondations anciennes par encagement des massifs dans un batardeau en palplanches métalliques et injections jusqu'au massif.
	Joint altérés Mauvais état des piles et des voûtes.	Perforations de la pile à partir du tablier et remplissage des vides par injection quasi-gravitaire d'un mortier sous le platelage Réalisation de fondations dites récentes en 1948-1950 qui comprend un massif béton ancré dans le massif marneux.
Pont Wilson (18 ^{ème} siècle) Loire	Vides de 15 cm retrouvés sous le platelage d'une des piles (rôle minime dans l'effondrement) Instabilité latérale des pieux dégarnis sur une certaine profondeur sous le platelage Approfondissement du lit de la rivière et augmentation de la vitesse de l'eau	La destruction du pont Wilson a conduit à la reconstruction d'un nouveau pont
Pont Georges 5 (18 ^{ème} siècle) Loire	Tassement d'une des piles en 1758 lors de la construction de voûtes	Surcharge de la pile présentant des tassements en 1758, afin d'enfoncer la fondation sur une hauteur de 50 cm
	Mauvaise qualité et dégradation du blocage situé entre le sol de fondation et le platelage Erosion par circulation d'eau	En 1761, afin de protéger l'ouvrage contre les affouillements, une estacade constituée de 2 files de pieux. Stabilisation des travées par des radiers en enrochements ou même en pierre de taille. Remplacement d'une partie du platelage par une semelle en béton armé lors de leur reconstruction. En 1985, mise en œuvre d'un rideau de palplanche autour des appuis et solidarisation aux maçonnerie à l'aide de béton, injection de coulis autour et sous les pieux en bois. Prévision de travaux confortatifs pour soustraire les matériaux aux affouillements, pour éviter que l'érosion n'affecte le sol sous-jacent au massif et pour étancher la base des appuis et diminuer les circulations d'eau. Prévision d'une protection pour chaque appui par des rideaux périphériques en palplanches ou un radier général avec deux barrages de palplanches et d'une campagne d'injection avant battage de palplanches pour combler les vides sous les fondations.
Pont de Thouare (19 ^{ème} siècle) Loire	Disparition locale du rideau de vannage et du béton cyclopéen	Transformation de l'ensemble pieux en bois – béton cyclopéen – platelage – maçonnerie de la fondation – en un bloc monolithique enfermé dans une enceinte en palplanches métalliques Coulage d'un béton destiné à combler les vides entre le rideau de vannage et les palplanches en bois Injection des sols afin de bloquer les divers éléments entre eux Entretien des enrochements
	Disparition progressive des enrochements	
Pont de Saumur (18 ^{ème} siècle) Loire	Affaissement de la pile n°5 en 1968, en quelques heures (24 cm en aval et de 32 cm à l'amont), puis poursuite du mouvement pendant les cinq semaines suivantes pour atteindre 32 cm à l'aval et 35 cm à l'amont	Injections pour remplir les vides entre le platelage et les têtes des pieux
	Vides sous le platelage de la pile n°5 Rupture du platelage à la périphérie de la pile et cassure de certains pieux (pile n°5)	Injections pour consolider le sable de Loire et le resserrer autour des pieux Injections pour conférer au « massif » ainsi constitué une certaine pérennité en lui permettant de résister aux affouillements
Pont sur l'Arnon (18 ^{ème} siècle) Arnon	Mauvais état des parois avec la friabilité de béton de chaux	Injection de stabilisation immédiate afin de garantir un contact entre la maçonnerie et les alluvions
	Dégarnissage des têtes des pieux Faibles caractéristiques mécaniques de la maçonnerie Altération ou rupture du platelage sur l'une des piles	Protection contre les affouillements par des batardeaux individuels en palplanches et bétonnage des vides entre les rideaux de palplanches et l'appui Amélioration de l'écoulement des eaux de l'Arnon par un dégagement des bancs sableux sous deux arches
Saint Florent sur le Cher (19 ^{ème} siècle) Cher	Maçonnerie de mauvaise qualité Joints en béton de chaux friables et même parfois délavés Altération du platelage et de la tête des pieux	Exécution d'une semelle en béton armée entre le platelage et le substratum, avec injection des soubassements en maçonnerie Ou : exécution d'un caisson de palplanches autour de chaque appui puis une consolidation par injection des terrains situés entre les pieux
	Affaissement des appuis Affouillement sous la maçonnerie Erosion du sol support Dégarnissage des pieux	Coffrage du pourtour de la base des appuis datés du Moyen-Age et injection gravitaire afin de combler les vides Protection contre les affouillements et les sources avec mise en place d'un rideau de palplanches Traitement par injection du substratum contre les évolution karstiques
Pont de pierre (19 ^{ème} siècle) Garonne	En 1995, effondrement du talus au voisinage de la pile 7, avec dégarnissage de la première rangée de pieux sur toute la hauteur et sur le tiers de la face aval du massif de fondations Tassement des piles 1 à 6	Stabilisation des tassements des piles 1 à 6 grâce à l'exécution de travaux de reprise en sous-œuvre par micropieux (16 par piles) Reconstitution du talus entre le massif en maçonnerie et le fond de la fosse. Appui du talus sur une butée. Mise en place d'enrochements et de matelas de gabions.
	Tassement de la pile culée rive droite l'été, stabilisation l'hiver Dislocation de la maçonnerie	En 1879, reconstruction de 2 piliers reliés par un arc plein cintre d'ouverture réduite de 10m à 8m avec entre ces 2 piliers, un massif reposant sur 193 pieux bois. Ajout de tirants en fer afin de rendre solidaires ces deux fondations En 1879, recul du pilier de rive de 3m et renforcement de ce pilier par 2 massifs contreforts fondés sur 2 fois 16 pieux. En 1879, arasement des anciens massifs à 6m au dessus de l'étiage En 2004, mise en place de micropieux afin de renforcer l'assise de cette pile culée.
Pont de Nay (19 ^{ème} siècle) Gave de Pau	Vides sous le platelage (poche d'air atteignant 30cm de hauteur)	En 1909, mise en protection par des fortes dalles de pierre des fondations des piles
	En 1971, mise à nu de la partie supérieure des pieux jusqu'au platelage	Confortement des piles à l'abri d'un coffrage métallique formé de palfeuillets par remplissage des vides après nettoyage de l'excavation En 1971, entablement du socle des piles en coulant un massif de béton armé d'un treillis
Pont de Libourne (19 ^{ème} siècle) Dordogne	En 1968, nombreuses fissures et fractures sur le fût des pieux	Injections des fissures et des fractures
	Vide relatif lié aux enrochements dans lequel des circulations d'eau ont pu être mises en évidence	Cerclage de la tête des pieux à l'aide de câbles de précontrainte Comblement des vides sous le platelage par injection afin d'améliorer la tenue du blocage des pieux et de resserrer les alluvions et les enrochements calcaires

Annexe C : Protocole d'inspection hollandais des fondations de type pieux bois

A - Introduction

A.1 - L'utilisation du protocole dans les investigations

Cette partie présente les différentes étapes d'un examen détaillé de la fondation.

L'inspection de la fondation peut être précédée d'une étude documentaire qui comporte les éléments suivants :

- Description de l'environnement

Caractéristiques du bâtiment et des fondations (plan d'implantation des pieux, caractéristiques du bois, identification du sol, compilation des données historiques disponibles) ;

- Description des pathologies et des désordres

Description des pathologies et des désordres relevés sur le bâtiment (fissures, tassements) ;

B – Protocole pour l'inspection de la fondation

B.1 - Excavation

La fouille est réalisée autour de la fondation et doit posséder un rayon minimum égal à 1 m. Les pieux sont déterrés sur les 50 premiers centimètres.

B.2 – Classification des sols

La classification du sol prélevé lors de l'excavation est réalisée selon les recommandations établies dans la norme française NF P 11-300. Le niveau du terrain naturel, les profondeurs de fin de couche, ainsi que la hauteur de battement du niveau de la nappe (fluctuations visibles avec les changements de couleurs) doivent être relevés.

B.3 – Mesures des éléments

L'objectif de l'inspection est d'identifier l'état de la fondation. Les éléments suivants doivent être mesurés :

1. Diamètre du pieu ;
2. Distance entre deux pieux sous une traverse ;
3. Distance entre les traverses ;
4. Dimensions de la traverse (hauteur et largeur) ;
5. Epaisseur, longueur et largeur de la longrine ;
6. Hauteur de battement du niveau d'eau de la nappe ;
7. Profondeur de la fondation par rapport au terrain naturel.

Une description complète des éléments suivants doit être également effectuée :

1. Déformation éventuelle des traverses entre les têtes des pieux ;
2. Déformation éventuelle des têtes des pieux et de la connexion entre le pieu et la partie supérieure de l'ouvrage ;
3. Inclinaison éventuelle des pieux par rapport à la verticale.

B.4 – Qualité du béton et de la maçonnerie

Une description visuelle de l'état de la maçonnerie et du béton est réalisée. Les fissures, les déformations de la maçonnerie et du béton, la qualité des assemblages sont relevées. Aucun échantillon n'est prélevé lors de l'inspection.

B.5 – Tests de poinçonnement à l'aiguille

Des tests de poinçonnement à l'aiguille sont réalisés avec un appareil de mesure étalonné. Trois mesures situées à 15 cm sous la connexion en béton sont effectuées.

En cas d'incertitude sur le niveau d'eau de la nappe ou sur la qualité de l'eau, il est recommandé d'effectuer un test de poinçonnement à environ 15 cm sous le niveau d'eau de la nappe. Si l'opérateur réalisant l'inspection juge que la dégradation du bois est trop importante, il peut décider de réaliser des tests de poinçonnement supplémentaires.

Les traverses et les longrines font l'objet d'une mesure de poinçonnement.

Si l'aiguille s'enfonce intégralement dans le bois, la démarche à adopter est la suivante :

- Relever la profondeur de pénétration de l'aiguille X1 ;
- Enlever au droit de la mesure le bois au ciseau sur une profondeur égale à X1 et effectuer une autre mesure. Le résultat de la mesure est noté X2 ;
- Prendre comme résultat de la mesure la somme X1+X2.

Les résultats des mesures sont reportés sur l'abaque présenté sur la Figure 1.

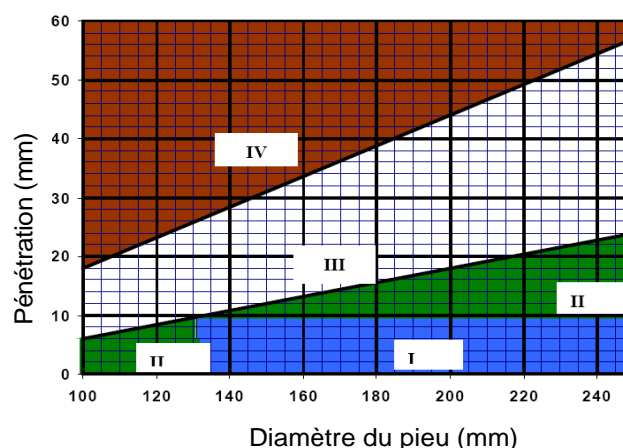


Figure 1. Longueur de pénétration de l'aiguille en fonction du diamètre du pieu

Quatre zones sont définies sur cet abaque :

- Zone I : Le bois n'a subi aucune dégradation. Il n'est donc pas nécessaire de prélever d'échantillon dans le bois ;

- Zone II : Cette zone correspond aux pieux endommagés. La faible dégradation du bois n'a aucune influence sur la résistance du pieu (au niveau de fût). Si l'on teste simplement la résistance du bois, le prélèvement d'échantillon n'est pas nécessaire.
Une interprétation peut néanmoins être effectuée sur l'origine des dommages et de la dégradation du bois ;
- Zone III : L'enfoncement de l'aiguille dans le pieu montre que le prélèvement est nécessaire. Un carottage doit donc être effectué ;
- Zone IV : Cette zone correspond à un pieu dégradé. Sa résistance mécanique est considérée comme faible, voire insuffisante. Le prélèvement de carottes est nécessaire.

B.6 - Photos

L'ensemble de la fondation doit être photographié. Les pieux, les longrines, les traverses et la connexion en béton le sont également.

B.7 – Prélèvements d'échantillons

Le nombre d'échantillons de bois à prélever est défini par l'opérateur réalisant l'inspection et doit être représentatif de l'ensemble de la fondation.

Le prélèvement est effectué avec un carottier (Figure 2) de diamètre intérieur 10 mm et de longueur 30 cm.



Figure 2. Carottier

La carotte doit être prélevée à proximité du test de poinçonnement et situé à environ 15 cm sous la longrine et la connexion en béton. L'échantillon est immédiatement plongé dans l'eau prélevée sur le site, stocké et refroidit le plus rapidement possible (température entre 1 et 8°C).

B.8 – Eaux souterraines

La hauteur du niveau d'eau de la nappe est mesurée. Des piézomètres peuvent être également posés à proximité de la fondation inspectée et le niveau d'eau mesuré durant quelques jours, voire quelques semaines après l'inspection.

C - Laboratoire

Le laboratoire détermine les tests à réaliser en fonction des observations faites lors de l'inspection et des résultats des mesures de poinçonnement.

Ces tests permettent de déterminer l'état de dégradation du pieu et la résistance à la compression du fût.

C.1 – Analyse microscopique

La section transversale de l'échantillon est découpée en fines lamelles de 20 µm d'épaisseur. La structure du bois est analysée au microscope.

C.2 – Estimation de la résistance à la compression

La densité et la teneur en humidité du bois sont déterminées avec des échantillons de 20 mm de longueur. La résistance à la compression du bois σ_c est calculée à partir de la formule suivante :

$$\sigma_c = e^{4,43 - 0,3 \frac{H}{100} - 354,3 \frac{1}{\rho} - 0,0009 \frac{H\rho}{100}} \quad (85)$$

Avec H le taux d'humidité du bois et ρ la masse volumique du bois sec (kg/m^3)

C.3 – Dégradation du bois

L'état de dégradation du bois est déterminé en laboratoire à partir de tests réalisés sur les carottes prélevées.

D – Annexes : Instrument de mesure

Le dispositif de mesure et son étalonnage doivent être conformes aux exigences contenues dans le rapport édité par le groupe de travail hollandais "Normalisation des tests de recherches sur les fondations".

D.1 – Instrument 6J Pilodyn-SW

Les mesures de poinçonnement sur la fondation en bois peuvent être réalisées avec l'instrument Pilodyn 6J-SW (Figure 3). Les dimensions sont en mm.

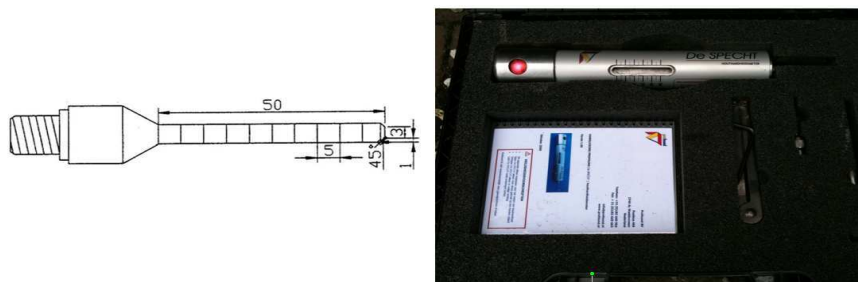


Figure 3. Appareil de poinçonnement à l'aiguille Proctor

D.2 - Etalonnage

L'instrument Pilodyn 6J-SW est étalonné selon le protocole défini dans le rapport "Calibrage des instruments de poinçonnement pour l'étude des pieux en bois" et rédigé en 2003. La durée de validité de cet étalonnage est d'un an.

Annexe D : Résultats des essais de cisaillement d'interface

Tableau 9. Poids volumique sec du limon après application de contraintes de chargement et des contraintes normales - cisaillement limon-limon

$w_{\text{limon}} = 0\%$			$w_{\text{limon}} = 15\%$		
$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)	$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)
(30 ; 50)	(9,6 ; 9,8)	2,1	(30 ; 50)	(10,4 ; 10,6)	1,9
(30 ; 100)	(9,8 ; 10,1)	3,1	(30 ; 100)	(10,0 ; 10,9)	9,0
(30 ; 200)	(9,5 ; 9,9)	4,2	(30 ; 200)	(9,8 ; 11,1)	13,2
(65 ; 50)	(9,7 ; 9,8)	1,0	(65 ; 50)	(10,3 ; 10,5)	1,9
(65 ; 100)	(9,9 ; 10,1)	2,0	(65 ; 100)	(10,4 ; 10,7)	2,9
(65 ; 200)	(9,8 ; 10,2)	4,1	(65 ; 200)	(10,6 ; 10,9)	2,8
(100 ; 50)	(9,9 ; 10,0)	1,0	(100 ; 50)	(10,2 ; 10,7)	4,9
(100 ; 100)	(10,2 ; 10,3)	0,9	(100 ; 100)	(10,8 ; 11,0)	1,9
(100 ; 200)	(10,1 ; 10,4)	2,9	(100 ; 200)	(11,0 ; 11,4)	3,6
$w_{\text{limon}} = 25\%$			$w_{\text{limon}} = 35\%$		
$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)	$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)
(30 ; 50)	(10,6 ; 10,9)	2,8	(30 ; 50)	(11,7 ; 11,9)	1,7
(30 ; 100)	(10,7 ; 11,8)	10,3	(30 ; 100)	(12,4 ; 13,6)	9,7
(30 ; 200)	(10,4 ; 12,0)	15,3	(30 ; 200)	(11,8 ; 14,0)	18,6
(65 ; 50)	(10,8 ; 11,7)	8,3	(65 ; 50)	(12,5 ; 12,6)	0,8
(65 ; 100)	(11,0 ; 11,5)	4,5	(65 ; 100)	(12,7 ; 12,9)	1,5
(65 ; 200)	(10,7 ; 12,2)	14,0	(65 ; 200)	(13,0 ; 14,0)	7,6
(100 ; 50)	(11,3 ; 11,9)	5,3	(100 ; 50)	(13,5 ; 13,7)	1,4
(100 ; 100)	(11,1 ; 11,9)	1,1	(100 ; 100)	(13,3 ; 13,5)	1,5
(100 ; 200)	(11,4 ; 12,8)	12,2	(100 ; 200)	(13,7 ; 14,3)	4,3

Tableau 10. Poids volumique sec du limon après application de contraintes de chargement et des contraintes normales - cisaillement acier-limon

Acier - $w_{\text{limon}} = 0\%$			Acier - $w_{\text{limon}} = 15\%$		
$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)	$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)
(30 ; 50)	(9,66 ; 9,89)	2,4	(30 ; 50)	(9,72 ; 10,10)	3,9
(30 ; 100)	(9,72 ; 10,10)	3,9	(30 ; 100)	(9,87 ; 10,20)	3,3
(30 ; 200)	(9,73 ; 10,04)	3,2	(30 ; 200)	(9,94 ; 10,70)	7,6
(65 ; 50)	(9,86 ; 9,91)	0,5	(65 ; 50)	(10,20 ; 10,42)	2,1
(65 ; 100)	(9,89 ; 9,97)	0,8	(65 ; 100)	(10,38 ; 10,48)	0,9
(65 ; 200)	(9,87 ; 10,00)	1,3	(65 ; 200)	(10,02 ; 10,87)	8,5
(100 ; 50)	(9,80 ; 9,89)	0,9	(100 ; 50)	(10,44 ; 10,58)	1,3
(100 ; 100)	(9,88 ; 10,10)	2,2	(100 ; 100)	(10,54 ; 10,70)	1,5
(100 ; 200)	(9,83 ; 10,08)	2,5	(100 ; 200)	(10,37 ; 11,10)	7,0
Acier - $w_{\text{limon}} = 25\%$			Acier - $w_{\text{limon}} = 35\%$		
$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)	$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)
(30 ; 50)	(10,16 ; 10,48)	3,1	(30 ; 50)	(10,30 ; 11,36)	10,3
(30 ; 100)	(10,07 ; 10,85)	7,7	(30 ; 100)	(11,20 ; 12,26)	9,4
(30 ; 200)	(10,24 ; 11,29)	10,2	(30 ; 200)	(11,26 ; 13,48)	19,7
(65 ; 50)	(10,56 ; 10,68)	1,1	(65 ; 50)	(12,16 ; 12,32)	1,3
(65 ; 100)	(10,89 ; 10,96)	0,6	(65 ; 100)	(11,90 ; 12,45)	4,6
(65 ; 200)	(10,56 ; 11,45)	8,4	(65 ; 200)	(11,80 ; 13,75)	16,5
(100 ; 50)	(10,70 ; 11,05)	3,2	(100 ; 50)	(12,70 ; 13,45)	5,9
(100 ; 100)	(11,04 ; 11,09)	0,5	(100 ; 100)	(12,84 ; 13,10)	2,0
(100 ; 200)	(11,05 ; 11,78)	6,6	(100 ; 200)	(12,76 ; 14,08)	10,3

Tableau 11. Poids volumique sec du limon après application de contraintes de chargement et des contraintes normales - cisaillement pin-limon

Pin - $w_{limon} = 0\%$			Pin - $w_{limon} = 15\%$		
$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)	$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)
(30 ; 50)	(9,63 ; 9,75)	1,2	(30 ; 50)	(9,77 ; 9,87)	1,0
(30 ; 100)	(9,62 ; 9,98)	3,7	(30 ; 100)	(9,68 ; 10,35)	6,9
(30 ; 200)	(9,66 ; 10,04)	3,9	(30 ; 200)	(9,89 ; 10,98)	11,0
(65 ; 50)	(9,76 ; 9,95)	1,9	(65 ; 50)	(9,99 ; 10,07)	0,8
(65 ; 100)	(9,86 ; 10,08)	2,2	(65 ; 100)	(10,26 ; 10,38)	1,2
(65 ; 200)	(9,84 ; 10,28)	4,5	(65 ; 200)	(10,06 ; 10,29)	2,3
(100 ; 50)	(9,98 ; 10,02)	0,4	(100 ; 50)	(10,44 ; 10,52)	0,8
(100 ; 100)	(10,04 ; 10,10)	0,6	(100 ; 100)	(10,53 ; 10,76)	2,2
(100 ; 200)	(9,94 ; 10,31)	3,7	(100 ; 200)	(10,44 ; 11,46)	9,8
Pin - $w_{limon} = 25\%$			Pin - $w_{limon} = 35\%$		
$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)	$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)
(30 ; 50)	(10,35 ; 10,68)	3,2	(30 ; 50)	(11,46 ; 11,78)	2,8
(30 ; 100)	(10,20 ; 10,45)	2,4	(30 ; 100)	(11,30 ; 12,58)	11,3
(30 ; 200)	(10,08 ; 11,63)	15,3	(30 ; 200)	(11,34 ; 12,98)	14,5
(65 ; 50)	(11,09 ; 11,34)	2,3	(65 ; 50)	(11,80 ; 12,45)	5,5
(65 ; 100)	(10,64 ; 10,79)	1,4	(65 ; 100)	(11,95 ; 12,99)	8,7
(65 ; 200)	(10,25 ; 11,26)	9,9	(65 ; 200)	(12,10 ; 13,04)	7,8
(100 ; 50)	(11,08 ; 11,30)	2,0	(100 ; 50)	(12,69 ; 12,94)	2,0
(100 ; 100)	(11,35 ; 11,59)	2,1	(100 ; 100)	(12,53 ; 13,45)	7,3
(100 ; 200)	(11,27 ; 12,49)	10,8	(100 ; 200)	(12,30 ; 13,89)	12,9

Tableau 12. Poids volumique sec du limon après application de contraintes de chargement et des contraintes normales - cisaillement chêne-limon

Chêne - $w_{limon} = 0\%$			Chêne - $w_{limon} = 15\%$		
$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)	$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)
(30 ; 50)	(9,64 ; 10,29)	6,7	(30 ; 50)	(9,84 ; 10,72)	8,9
(30 ; 100)	(9,52 ; 10,16)	6,7	(30 ; 100)	(9,70 ; 10,99)	13,3
(30 ; 200)	(9,61 ; 10,40)	10,8	(30 ; 200)	(9,96 ; 11,68)	17,3
(65 ; 50)	(9,67 ; 10,01)	3,5	(65 ; 50)	(10,14 ; 10,89)	7,4
(65 ; 100)	(9,74 ; 10,44)	7,2	(65 ; 100)	(10,74 ; 11,42)	6,3
(65 ; 200)	(9,65 ; 10,47)	8,5	(65 ; 200)	(10,73 ; 11,84)	10,3
(100 ; 50)	(9,88 ; 10,41)	5,4	(100 ; 50)	(10,95 ; 11,45)	4,6
(100 ; 100)	(9,75 ; 10,19)	4,5	(100 ; 100)	(10,37 ; 11,69)	12,7
(100 ; 200)	(9,80 ; 10,69)	9,1	(100 ; 200)	(10,54 ; 12,16)	15,4
Chêne - $w_{limon} = 25\%$			Chêne - $w_{limon} = 35\%$		
$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)	$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)
(30 ; 50)	(10,26 ; 10,85)	5,7	(30 ; 50)	(11,44 ; 12,37)	8,1
(30 ; 100)	(10,32 ; 11,22)	8,7	(30 ; 100)	(11,32 ; 12,45)	10,0
(30 ; 200)	(10,03 ; 11,97)	19,3	(30 ; 200)	(11,39 ; 14,01)	21,5
(65 ; 50)	(10,81 ; 11,53)	6,7	(65 ; 50)	(12,30 ; 12,69)	3,1
(65 ; 100)	(10,66 ; 11,43)	7,2	(65 ; 100)	(11,90 ; 12,83)	7,8
(65 ; 200)	(10,90 ; 12,96)	18,9	(65 ; 200)	(12,04 ; 14,05)	16,7
(100 ; 50)	(11,18 ; 11,78)	5,4	(100 ; 50)	(12,78 ; 13,04)	2,0
(100 ; 100)	(11,25 ; 11,74)	4,3	(100 ; 100)	(12,63 ; 13,59)	7,6
(100 ; 200)	(11,15 ; 12,89)	15,6	(100 ; 200)	(12,65 ; 14,01)	10,7

Tableau 13. Poids volumique sec du limon après application de contraintes de chargement et des contraintes normales - cisaillement mortier-limon

Mortier - $w_{\text{limon}} = 0\%$			Mortier - $w_{\text{limon}} = 15\%$		
$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)	$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)
(30 ; 50)	(9,52 ; 9,76)	2,5	(30 ; 50)	(9,66 ; 9,98)	3,3
(30 ; 100)	(9,62 ; 10,01)	4,0	(30 ; 100)	(9,82 ; 10,45)	6,4
(30 ; 200)	(9,57 ; 9,86)	3,0	(30 ; 200)	(9,67 ; 10,42)	7,8
(65 ; 50)	(9,68 ; 9,76)	0,8	(65 ; 50)	(10,13 ; 10,38)	2,5
(65 ; 100)	(9,73 ; 9,94)	2,2	(65 ; 100)	(10,08 ; 10,33)	2,5
(65 ; 200)	(9,78 ; 10,42)	6,5	(65 ; 200)	(10,14 ; 10,96)	8,1
(100 ; 50)	(9,81 ; 9,97)	1,6	(100 ; 50)	(10,26 ; 10,55)	2,8
(100 ; 100)	(10,06 ; 10,34)	2,8	(100 ; 100)	(9,72 ; 10,16)	4,5
(100 ; 200)	(9,85 ; 10,48)	6,4	(100 ; 200)	(10,37 ; 10,57)	1,9
Mortier - $w_{\text{limon}} = 25\%$			Mortier - $w_{\text{limon}} = 35\%$		
$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)	$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)
(30 ; 50)	(10,24 ; 10,54)	2,9	(30 ; 50)	(10,81 ; 11,84)	9,5
(30 ; 100)	(10,61 ; 11,12)	4,8	(30 ; 100)	(11,42 ; 12,25)	7,3
(30 ; 200)	(10,47 ; 11,28)	7,7	(30 ; 200)	(11,35 ; 13,58)	19,6
(65 ; 50)	(10,83 ; 11,07)	2,2	(65 ; 50)	(11,98 ; 12,78)	6,7
(65 ; 100)	(10,78 ; 11,46)	6,3	(65 ; 100)	(12,07 ; 12,86)	6,5
(65 ; 200)	(10,74 ; 11,68)	8,7	(65 ; 200)	(12,25 ; 13,65)	11,4
(100 ; 50)	(11,35 ; 11,40)	0,4	(100 ; 50)	(12,54 ; 12,81)	2,1
(100 ; 100)	(11,25 ; 11,58)	2,9	(100 ; 100)	(12,62 ; 13,08)	3,6
(100 ; 200)	(11,14 ; 11,82)	6,1	(100 ; 200)	(13,00 ; 14,08)	8,3

Tableau 14. Poids volumique sec du limon après application de contraintes de chargement et des contraintes normales - cisaillement chêne ancien-limon

Chêne ancien - $w_{\text{limon}} = 0\%$			Chêne ancien - $w_{\text{limon}} = 15\%$		
$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)	$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)
(30 ; 50)	(9,56 ; 10,08)	5,4	(30 ; 50)	(10,24 ; 10,36)	1,2
(30 ; 100)	(9,59 ; 10,11)	5,4	(30 ; 100)	(10,34 ; 10,57)	2,2
(30 ; 200)	(9,59 ; 10,38)	8,2	(30 ; 200)	(10,39 ; 10,59)	1,9
(65 ; 50)	(9,77 ; 10,13)	3,7	(65 ; 50)	(10,43 ; 10,65)	2,1
(65 ; 100)	(9,71 ; 10,16)	4,6	(65 ; 100)	(10,62 ; 10,83)	1,9
(65 ; 200)	(9,81 ; 10,42)	6,2	(65 ; 200)	(10,65 ; 10,89)	2,2
(100 ; 50)	(9,65 ; 9,82)	1,7	(100 ; 50)	(10,41 ; 10,88)	4,5
(100 ; 100)	(9,67 ; 9,88)	2,1	(100 ; 100)	(10,62 ; 10,80)	1,7
(100 ; 200)	(9,81 ; 10,21)	4,1	(100 ; 200)	(11,03 ; 11,39)	3,3
Chêne ancien - $w_{\text{limon}} = 25\%$			Chêne ancien - $w_{\text{limon}} = 35\%$		
$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)	$(\sigma_p ; \sigma_n)$ (kPa)	$(\gamma_d(\sigma_p) ; \gamma_d(\sigma_n))$ (kN/m ³)	Augmentation γ_d (%)
(30 ; 50)	(10,10 ; 10,30)	2,0	(30 ; 50)	(11,59 ; 11,75)	1,4
(30 ; 100)	(10,22 ; 10,63)	4,0	(30 ; 100)	(11,03 ; 11,92)	8,1
(30 ; 200)	(10,07 ; 11,29)	12,1	(30 ; 200)	(11,27 ; 13,24)	17,5
(65 ; 50)	(10,51 ; 10,86)	3,3	(65 ; 50)	(12,20 ; 12,45)	2,0
(65 ; 100)	(10,89 ; 11,02)	1,2	(65 ; 100)	(11,88 ; 13,19)	11,0
(65 ; 200)	(10,88 ; 11,95)	9,8	(65 ; 200)	(11,95 ; 13,89)	16,2
(100 ; 50)	(10,59 ; 11,13)	5,1	(100 ; 50)	(12,69 ; 12,80)	0,9
(100 ; 100)	(11,41 ; 11,67)	2,3	(100 ; 100)	(12,31 ; 12,76)	3,6
(100 ; 200)	(11,61 ; 12,22)	5,3	(100 ; 200)	(12,89 ; 13,26)	2,7

Tableau 15. Valeurs du ratio $\tau_{\max,interface}/\sigma_n$

Matériau	w (%)	$(\tau_{\max,interface}/\sigma_n)_{\text{moy}}$	$((\tau_{\max,interface}/\sigma_n)_{\text{inf}} ; (\tau_{\max,interface}/\sigma_n)_{\text{sup}})$	Ecart-type
Acier	0	0,46	(0,43 ; 0,50)	0,020
	15	0,42	(0,36 ; 0,46)	0,034
	25	0,56	(0,48 ; 0,62)	0,037
	35	0,47	(0,41 ; 0,54)	0,036
Mortier	0	0,51	(0,47 ; 0,56)	0,033
	15	0,66	(0,60 ; 0,73)	0,043
	25	0,65	(0,60 ; 0,70)	0,031
	35	0,69	(0,58 ; 0,75)	0,060
Chêne	0	0,43	(0,36 ; 0,53)	0,056
	15	0,49	(0,36 ; 0,57)	0,056
	25	0,59	(0,54 ; 0,67)	0,045
	35	0,63	(0,52 ; 0,69)	0,070
Pin	0	0,49	(0,45 ; 0,54)	0,028
	15	0,61	(0,55 ; 0,65)	0,031
	25	0,57	(0,51 ; 0,63)	0,033
	35	0,65	(0,50 ; 0,73)	0,073
Chêne ancien	0	0,54	(0,50 ; 0,62)	0,039
	15	0,55	(0,41 ; 0,61)	0,062
	25	0,66	(0,61 ; 0,73)	0,036
	35	0,64	(0,57 ; 0,74)	0,068

Tableau 16. Valeurs du paramètre α_{lab}

Matériau	w (%)	$\alpha_{lab,moy}$ (mm)	$(\alpha_{lab,min} ; \alpha_{lab,max})$ (mm)	Ecart-type
Acier	0	1,16	(0,72 ; 1,63)	0,35
	15	1,29	(0,66 ; 1,84)	0,41
	25	1,68	(0,55 ; 3,08)	0,79
	35	1,72	(0,97 ; 2,14)	0,35
Mortier	0	1,44	(0,86 ; 1,94)	0,37
	15	1,85	(1,22 ; 2,49)	0,42
	25	2,71	(1,52 ; 3,76)	0,87
	35	2,25	(1,50 ; 2,95)	0,51
Chêne	0	1,08	(0,70 ; 1,42)	0,21
	15	1,45	(1,02 ; 1,90)	0,30
	25	1,91	(1,05 ; 2,67)	0,57
	35	2,18	(1,41 ; 3,24)	0,57
Pin	0	1,15	(0,71 ; 1,57)	0,28
	15	1,50	(1,00 ; 2,10)	0,36
	25	1,54	(0,79 ; 2,29)	0,53
	35	2,14	(1,43 ; 3,06)	0,63
Chêne ancien	0	1,54	(1,12 ; 2,28)	0,41
	15	1,82	(1,21 ; 2,42)	0,37
	25	2,23	(1,62 ; 3,04)	0,50
	35	2,25	(1,71 ; 2,79)	0,37

Tableau 17. Valeurs du paramètre $k_{\tau,lab}$

Matériau	w (%)	$k_{\tau,lab,moy}$ (mm^{-1})	$(k_{\tau,lab,min} ; k_{\tau,lab,max})$ (mm^{-1})	Ecart-type
Acier	0	0,43	(0,31 ; 0,56)	0,10
	15	0,36	(0,25 ; 0,45)	0,07
	25	0,35	(0,18 ; 0,48)	0,10
	35	0,31	(0,21 ; 0,37)	0,06
Mortier	0	0,38	(0,30 ; 0,38)	0,07
	15	0,37	(0,28 ; 0,48)	0,08
	25	0,26	(0,32 ; 0,26)	0,06
	35	0,31	(0,25 ; 0,36)	0,04
Chêne	0	0,31	(0,28 ; 0,32)	0,01
	15	0,37	(0,30 ; 0,52)	0,07
	25	0,32	(0,23 ; 0,4)	0,06
	35	0,32	(0,20 ; 0,41)	0,07
Pin	0	0,53	(0,30 ; 0,65)	0,10
	15	0,48	(0,30 ; 0,60)	0,11
	25	0,36	(0,28 ; 0,6)	0,10
	35	0,33	(0,2 ; 0,45)	0,09
Chêne ancien	0	0,39	(0,25 ; 0,50)	0,08
	15	0,31	(0,24 ; 0,38)	0,06
	25	0,33	(0,22 ; 0,43)	0,07
	35	0,30	(0,22 ; 0,31)	0,03

Annexe E : Courbes de chargement des pieux en bois théoriques et expérimentales

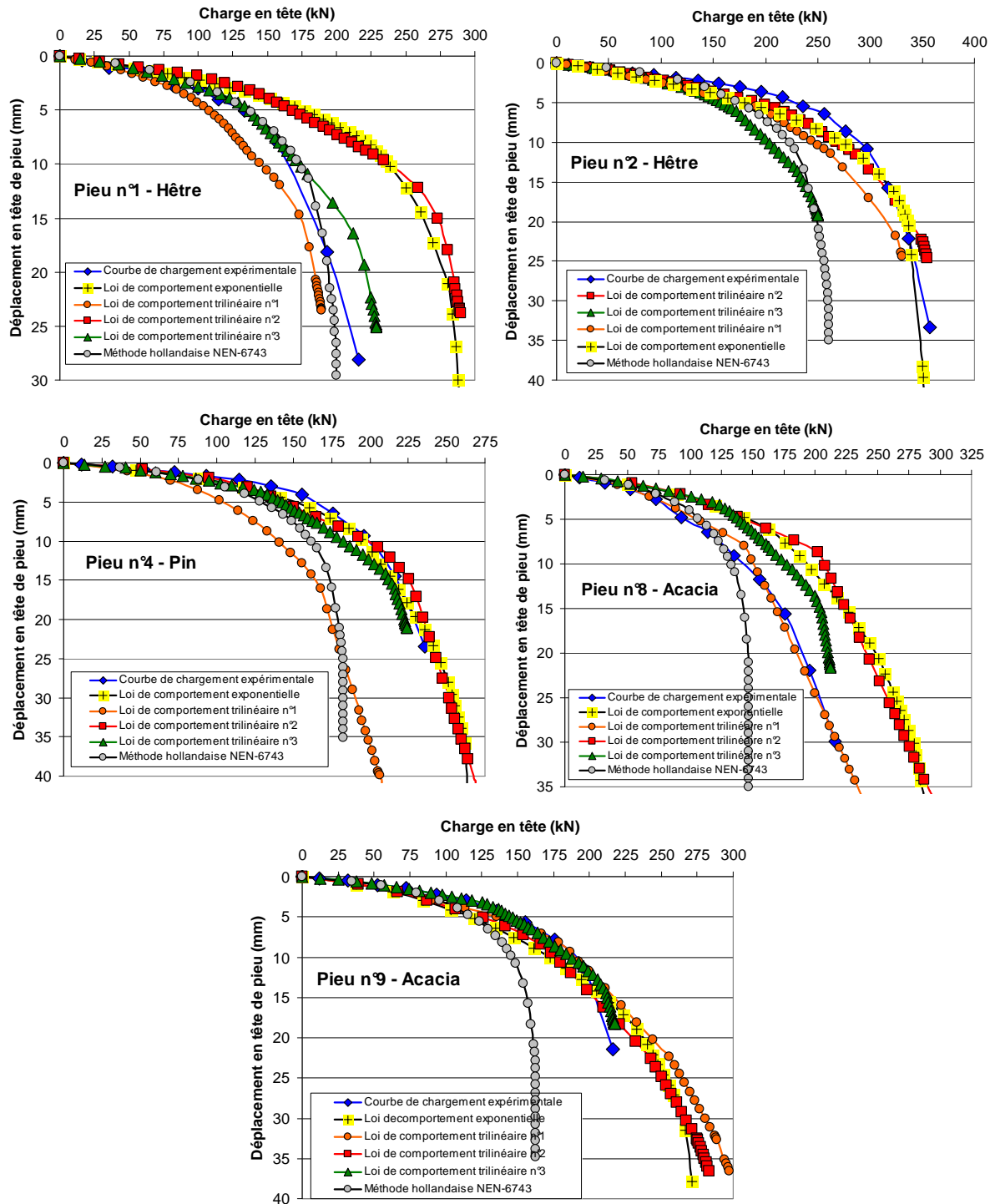


Figure 4. Comparaison des courbes de chargement expérimentales avec les courbes de chargement théoriques – pieux n° 1, n°2, n°4, n°8 et n°9 – Rouen

Annexe F : Méthode de dimensionnement des fondations profondes établie dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992)

Calcul de la résistance de frottement

La résistance de frottement des fondations profondes est calculée à partir de l'expression

$$R_{s,cal} = \pi B \int_0^L q_s(z) dz \quad (86)$$

q_s est lu directement sur l'abaque de la en fonction du mode de mise en œuvre du pieu, du type de sol et la pression limite p_1 mesurée dans le sol (Figure 5).

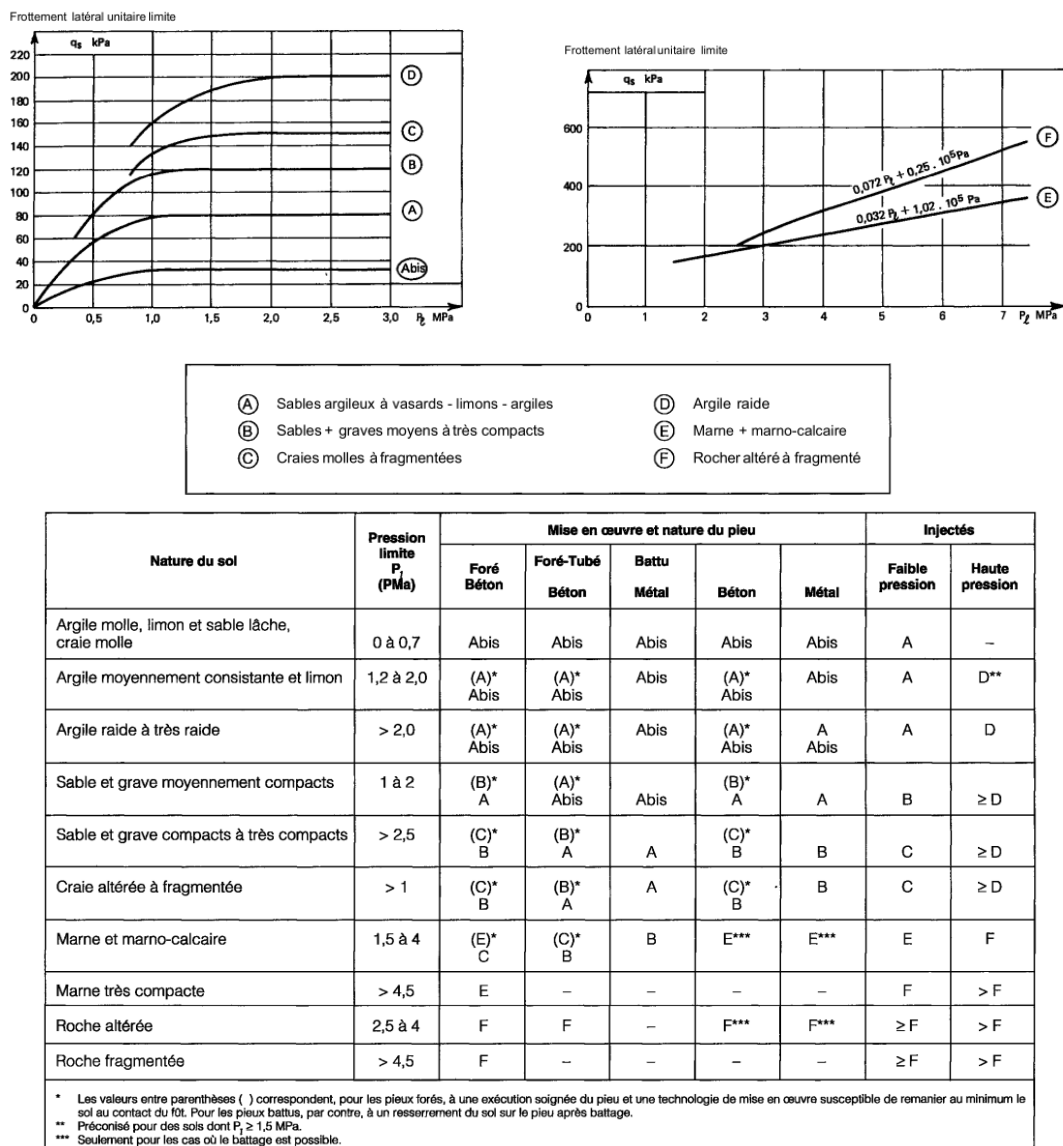


Figure 5. Abaque du frottement latéral unitaire q_s et choix de la courbe de frottement latéral unitaire limite q_s (DTU 13.2 (AFNOR, 1992))

Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe des pieux est obtenue, selon les règles établies dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992) par combinaison de trois termes, la section transversale en pointe de pieu A_p , le facteur de portance k_p et la pression limite nette équivalente p_{LMe}^* .

$$R_{b,cal} = k_p \times p_{LMe}^* \times A_p \quad (87)$$

Le facteur de portance dépend de la nature et de la compacité du terrain, du type de pieu, de sa mise en œuvre ainsi que de son encastrement.

Les sols sont classés en trois catégories, fonction de la nature et de la pression limite du sol (Figure 6). Le DTU 13.2 (AFNOR, 1992) recommande d'interpoler lorsque les sols présentent des caractéristiques pressiométriques intermédiaires.

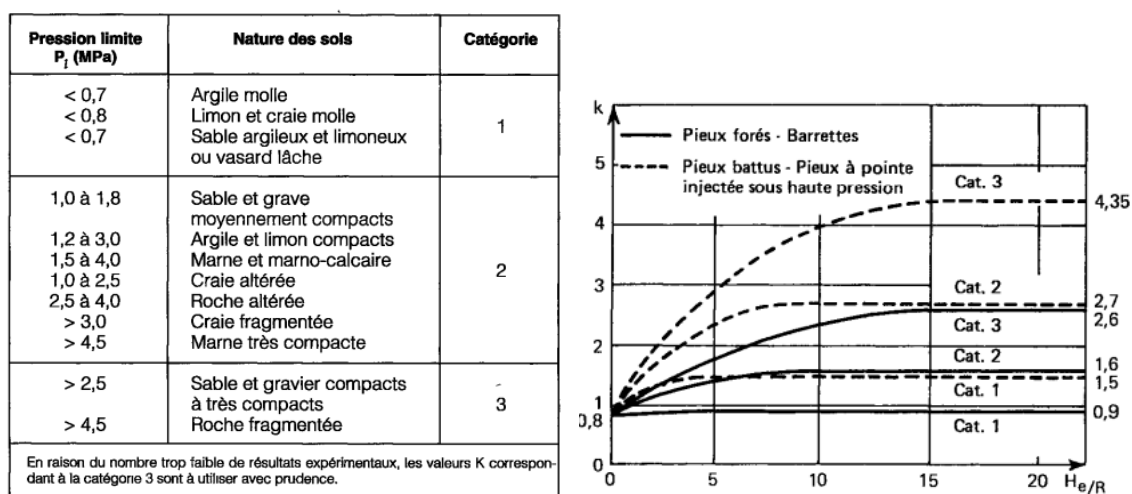


Figure 6. Coefficient de portance k_p établis dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992)

Vérification des états limites

Selon le DTU 13.2 (AFNOR, 1992), les valeurs limites de la résistance de pointe et du frottement latéral doivent être multipliées par les coefficients réducteurs présentés dans le Tableau 18.

Tableau 18. Facteurs de sécurité établis dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992)

	États limites	
	de service	ultimes
Résistance de pointe	0,33	0,5
Frottement latéral	0,5	0,75